



TITLE:

鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

村上, 温

---

CITATION:

村上, 温. 鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究. 京都大学, 1986, 工学博士

ISSUE DATE:

1986-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5967>

RIGHT:

# 鉄道橋の洪水時被災機構 と安全管理に関する研究

昭和61年 1 月

村 上 温

# 鉄道橋の洪水時被災機構 と安全管理に関する研究

昭和61年 1 月

村 上 温

## 目 次

|                                    |    |
|------------------------------------|----|
| 1. 序 論 .....                       | 5  |
| 2. 鉄道橋の技術的特徴と洪水災害 .....            | 7  |
| 2.1 鉄道橋の現状 .....                   | 7  |
| 2.2 鉄道橋の技術的特徴 .....                | 9  |
| 2.2.1 路線選定及び構造形式 .....             | 9  |
| 2.2.2 橋りょう支間、橋脚の根入れ等の構造諸元 .....    | 11 |
| 2.3 鉄道橋の洪水災害 .....                 | 13 |
| 2.3.1 国鉄の災害の状況 .....               | 13 |
| 2.3.2 橋りょう被災に伴う列車脱線 .....          | 17 |
| 2.4 富士川橋りょうの洪水災害と安全管理 .....        | 26 |
| 2.4.1 東海道本線及び新幹線富士川橋りょうの洪水災害 ..... | 26 |
| 2.4.2 被災前及び被災当時の安全管理 .....         | 32 |
| 2.5 鉄道橋の洪水災害防止のため検討すべき問題点 .....    | 38 |
| 3. 洪水時における橋りょうの被災機構 .....          | 41 |
| 3.1 概 説 .....                      | 41 |
| 3.2 富士川橋りょう被災時の水理・河道条件 .....       | 41 |
| 3.2.1 水理条件 .....                   | 41 |
| 3.2.2 河道条件 .....                   | 46 |
| 3.2.3 水理・河道条件と橋りょう被災状況との関係 .....   | 48 |
| 3.3 橋脚周辺の洗掘深の予測 .....              | 48 |
| 3.3.1 概 説 .....                    | 48 |
| 3.3.2 計算条件の設定 .....                | 50 |
| 3.3.3 比較検討結果及び考察 .....             | 52 |
| 3.4 模型実験による橋りょう被災の水理学的検討 .....     | 55 |
| 3.4.1 実験の目的及び模型の概要 .....           | 55 |
| 3.4.2 実験の水理及び河床の条件 .....           | 59 |
| 3.4.3 実験の内容と結果 .....               | 60 |
| 3.4.4 実験結果に対する考察 .....             | 71 |
| 3.5 橋りょう倒壊に対する安定解析 .....           | 71 |



|       |                      |     |
|-------|----------------------|-----|
| 3.5.1 | 解析条件設定のための予測計算       | 73  |
| 3.5.2 | 水理実験結果の解析に対する適用      | 78  |
| 3.5.3 | 解析の内容及び計算条件          | 85  |
| 3.5.4 | 解析の結果及び考察            | 86  |
| 3.6   | 橋りょうの洗掘と抗力に関する実験的考察  | 89  |
| 3.6.1 | 概 説                  | 89  |
| 3.6.2 | 洗掘実験                 | 89  |
| 3.6.3 | 抗力実験                 | 107 |
| 4.    | 橋りょうの洗掘災害と河床変動       | 118 |
| 4.1   | 概 説                  | 118 |
| 4.2   | 鉄道橋の洪水災害の形態と事例分析     | 118 |
| 4.2.1 | 洪水により被災した鉄道橋の調査      | 118 |
| 4.2.2 | 洗掘等によって被災した橋りょうの事例分析 | 127 |
| 4.3   | 局所洗掘と橋りょう付近の河床変動     | 138 |
| 4.3.1 | 局所洗掘、河床変動及び関連諸元の調査   | 138 |
| 4.3.2 | 調査の結果及び考察            | 148 |
| 4.4   | 河床変動に関する多変量解析        | 153 |
| 4.5   | 橋りょうの洗掘による被災の予測      | 164 |
| 5.    | 橋りょうの洗掘防護工           | 166 |
| 5.1   | 概 説                  | 166 |
| 5.2   | 橋りょう防護工の現状           | 166 |
| 5.2.1 | 鉄道橋防護工の現状            | 166 |
| 5.2.2 | 鉄道橋防護工の事例分析          | 171 |
| 5.3   | 防護工の機能に関する多変量解析      | 185 |
| 5.4   | 根固めブロックの安定性と護床効果     | 197 |
| 6.    | 洪水に対する鉄道橋の安全管理       | 213 |
| 6.1   | 概 説                  | 213 |
| 6.2   | 橋りょうの安全管理の歴史と現状      | 213 |
| 6.3   | 洪水に対する橋りょうの安全管理システム  | 225 |
| 6.4   | 洪水時の橋りょう警備システム       | 229 |
| 6.4.1 | 概 説                  | 229 |

|       |                      |     |
|-------|----------------------|-----|
| 6.4.2 | 架橋地点における洪水位の推定 ..... | 230 |
| 6.4.3 | 有効な情報連絡システム .....    | 234 |
| 6.5   | 安全管理実施の事例 .....      | 240 |
| 7.    | 結 論 .....            | 268 |

## 1. 序 論

河川を横断する鉄道橋は一般に旧式構造のものが多く、基礎構造としては直接基礎又は木ぐい基礎、橋台・橋脚はレンガ・石積み、上部工は上路鉸桁が多い。又、急流部を短径間かつ短延長で横断しているものが多い。

一方、近年の国土開発に伴い、わが国の河川は著しく変貌しており、特に昭和40年代より河床低下の傾向が著しい。このため、洪水による鉄道橋の被災は増加する傾向にあり、なかでも旧形式の浅い基礎の橋りょうが洗堀等により傾斜転倒するものが目立っている。

これら橋りょうの被災を防止し運転保安を確保するため、国鉄等の鉄道事業者は点検のための組織を整備し、規程を定め、日常の点検を強化し、その結果により取替えや防護工による補強等の保守工事を行っており、又、洪水時には列車を徐行・停止させる等の運転規則を行っている。

しかしながら、これらの体制は比較的近年急速に整備されたものであるため、これらの体制を支えるべき基礎的かつ工学的知見はまだ十分整っているとは言えない。特に河川に関する問題は近年の河川の変貌により新たな観点よりの検討を要する部分であり、一方鉄道の技術は伝統的に鉄道構造物そのものの技術を中心に発達しており河川工学等、他分野の工学的知見が十分取り入れられていると言ひ難い。このような背景のなかで、昭和57年8月2日未明、東海道本線富士川橋りょうが洪水による洗堀により橋脚が流出すると言う災害を受け、長時間輸送に重大な障害を与えた。富士川橋りょうの被災は主要本線の重要構造物の被災ということで前例がなく、この災害を契機に原因の究明のための調査等が行われた結果、上に述べたような河川にかかる鉄道橋の安全管理に関する工学的知見の乏しさが露呈されるに至った。

本研究はこの点に着目し、河川横断鉄道橋の安全管理に関し必要な工学的知見を得るため日本の鉄道網の大半を網羅する国鉄の橋りょうを対象にした現地調査と基礎実験等を行い、洪水時における鉄道橋の被災機構と健全度の評価の指針を明らかにし、新しい合理的な鉄道橋りょうの安全管理システムを提案しようとするものである。

本研究の流れ図を図 1.1 に示す。

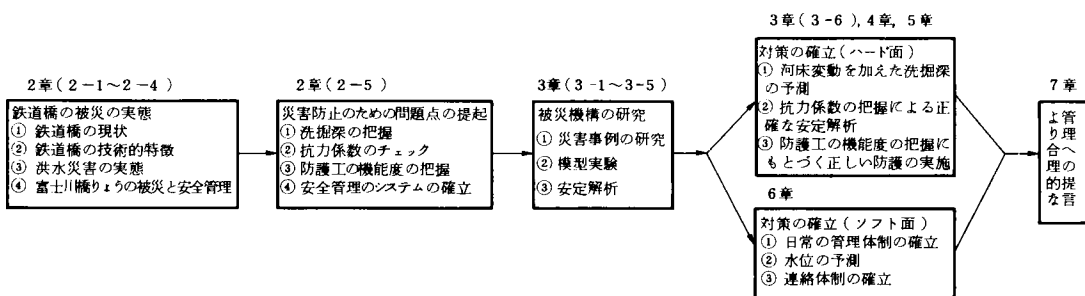


図 1.1

まず2章において鉄道橋の災害の現状を述べるとともに、本研究の契機となった富士川橋りょうの災害及び安全管理の実態を分析し、現在の橋りょう管理システムのかかえる問題点の抽出を行った。更に、3章では洪水時における橋りょうの被災機構を水理学的に解明するため富士川橋りょう被災後の詳細調査と合わせて再現実験並びに橋脚の洗堀と抗力に関する基礎実験を行い、橋りょう倒壊の力学的機構の究明を

試みた。

次に、4章において全国の洪水による被災橋りょうの調査と鉄道橋りょう付近の河床調査を行い、洗掘深に関する支配因子の抽出を行うとともに、河床変動が洗掘深に及ぼす影響について研究を行った。又、5章では、これらの洗掘災害を軽減防止するために施工されている防護工について調査を行い、防護工の設計施工及び保守管理に必要な工学的知見を得るように努めた。6章では、橋りょうの安全管理に関するシステムの検討を行い、これまでの研究でえられた工学的な知見が確実に実際の洪水災害防止に活用され得るような体制を整えるための必要な措置について述べた。

最後に、7章ではこれまでの研究結果を要約し結論とした。

なお、我国には鉄道として国鉄が約2.1万Km、民鉄が約5千Kmあるが、民鉄の路線は地下鉄部分約450Kmを含み、その多くが地形平坦な都市部又はその周辺にあり、かつ近年の高架化の進捗等により建造物の経年が新しいため洪水災害に対する安全管理に関しての問題は少ない。又、民鉄の安全管理は技術的にも行政的にも国鉄のそれに準拠していると考えてよい。したがって、ここでは国鉄の橋りょうを調査・検討の対象として研究を進めた。

又、道路は鉄道のように車両が専用軌道を企業者の管理にもとずいて運行するものでなく、一物交通制限などの処置はあり得るものの、車両運行の可否の判断が不特定多数の運転者の意志にゆだねらざるを得ない点において安全管理の手法が鉄道とは異なるが、橋りょうそのものの構造には大きい差異はなく、従って本研究は鉄道橋を対象として進められるが、その成果は十分に道路橋にも活用し得ると考えてよい。

## 2. 鉄道橋の技術的特徴と洪水災害

### 2.1 鉄道橋の現状

日本の鉄道網の大半を占める国鉄は狭隘で地形複雑な国土に約2.1万キロの路線を有しており、道路・水路・市街・他の鉄道との交差のため多数の工作物を建造している。

国鉄では、これら交差工作物のうち財産区分上径間1m以上の横断構造物を鉄道橋と称し、これを構造別にケタ橋、アーチ橋、ラーメン橋、高架橋に分類しており、その総数及び内訳は表2.1<sup>1)</sup>の通りである。この内ケタ橋は上部工である橋桁と下部工である橋台、橋脚より構成されていて、鉄道橋約57,000箇所の内の大半である約40,000箇所、延長1,300Kmを占めている。一般にラーメン橋、高架橋は市街地の横断に多用される形式であり、アーチ橋は盛土中にある小径間の道・水路に用いられる形式であって、通常の道・水路の横断にはケタ橋が用いられており、特に河川を横断する橋りょうではケタ橋が殆どと考えてよい。

表2.1 国鉄橋りょうの種類別数量

| 線 名                  | 鉄 道 橋              |                   |        |                 |         |         |       |         |       |        |        |           |       |        |       |        |           |           |        |           |     |            |
|----------------------|--------------------|-------------------|--------|-----------------|---------|---------|-------|---------|-------|--------|--------|-----------|-------|--------|-------|--------|-----------|-----------|--------|-----------|-----|------------|
|                      | ケ                  |                   |        |                 |         |         |       |         |       |        | 橋      |           |       |        | ア ー 橋 |        | ラ ー メ ン 橋 |           | 高 架 橋  |           | 箇 所 | 延 長<br>(m) |
|                      | 橋 台                | 橋 脚               | 鉄 桁 塔  | コンクリート<br>ゴ ー ゲ | P C ・ 塔 | 合 成 塔   | 箇 所   | 延 長     | 箇 所   | 延 長    | 箇 所    | 延 長       | 箇 所   | 延 長    | 箇 所   | 延 長    |           |           |        |           |     |            |
|                      | (複)<br>基           | (複)<br>基          | 連 数    | 延 長             | 連 数     | 延 長     | 連 数   | 延 長     | 連 数   | 延 長    | 箇 所    | 延 長       | 箇 所   | 延 長    | 箇 所   | 延 長    | 箇 所       | 延 長       |        |           |     |            |
| 在 来 線                | (1,117)<br>106,060 | (852)<br>28,707   | 45,060 | 603,795         | 33,976  | 164,967 | 4,157 | 100,641 | 779   | 15,256 | 36,198 | 884,659   | 4,755 | 23,661 | 6,323 | 67,991 | 1,576     | 556,530   | 48,852 | 1,532,841 |     |            |
| 東 北 ・ 上 越<br>新 幹 線   | (23)<br>217        | (3,440)<br>6,922  | 40     | 5,878           | 2,274   | 40,674  | 2,445 | 140,818 | 271   | 15,307 | 1,512  | 202,677   | 9     | 34     | 88    | 4,486  | 1,599     | 875,971   | 3,208  | 1,083,168 |     |            |
| 東 海 道 ・ 山 陽<br>新 幹 線 | (245)<br>8,746     | (481)<br>5,249    | 1,057  | 45,823          | 5,686   | 61,885  | 2,338 | 68,353  | 737   | 22,298 | 2,788  | 198,359   | 354   | 904    | 1,073 | 12,908 | 1,256     | 619,356   | 5,435  | 831,564   |     |            |
| 合 計                  | (1,385)<br>115,023 | (4,437)<br>40,878 | 46,175 | 655,496         | 41,936  | 267,526 | 8,940 | 309,812 | 1,787 | 52,861 | 40,498 | 1,285,695 | 5,118 | 24,636 | 7,448 | 85,385 | 4,431     | 2,051,875 | 57,495 | 3,447,573 |     |            |

注) ( )は複数式の再掲

1)施設年報(1984)社団法人 日本鉄道施設協会発行

延長の単位はm

2)  
国鉄の路線は建設が古く、60%が大正末までに、約95%が第二次大戦終了までに開通している(図2.1)。又、建設主体も鉄道省、建設公団等の官営、旧日本鉄道、山陽鉄道のような大私鉄、更には中小私鉄と多様である。従って、橋りょうは一般に経年が古くその構造形式や材質も旧式のものが多く、かつ多様である。又、橋りょうは取替えに多くの経費と労力を要するため、修繕、補強、部分取替えで機能を保持する事が多い。これらの事情や施工法及びその良否まで含めると国鉄の有する橋りょうの多様さは更に倍加されると言える。

このような橋りょうを材質別にみると、下部工では石及びレンガ造りが24%、無筋コンクリートが59%、鉄筋コンクリートが16%となっている(図2.2)。

上部工では鉄桁が過半の55%で、コンクリート桁は43%、このうちPC桁は昭和30年代後半以降の建設でまだ少ない(図2.1、図2.2)。<sup>3)</sup>

近年、老朽橋りょうの取替えや線増工事による路線変更により多くの橋りょうを取替えているが、依然経年は古く、平均経年はむしろ伸びる傾向にある。

以上の状況より、これら橋りょうの適切な管理が鉄道経営上の大きい問題点の一つである事がわかる。

河川を横断する橋りょうの技術的特徴等は次に詳述するが、一般に道路や市街地の横断は古くは平面交差が主体であったのに比べ、河川の場合は古くから平面交叉はあり得ない訳であり、又国鉄路線の内主要幹線は比較的古い建設のものが多く、河川橋りょうは主要幹線、地方線共に旧式のものが多く、その管理は他の橋りょうにも増して極めて重要な問題であると言える。

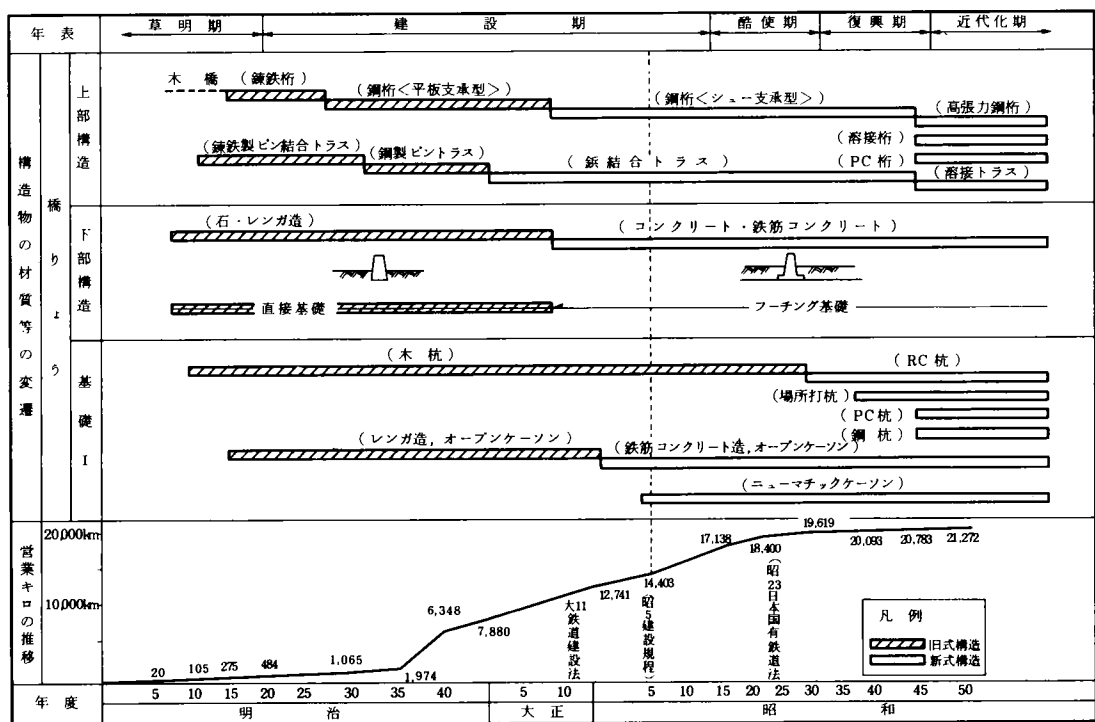


図 2.1 構造物の構造・材質の変遷

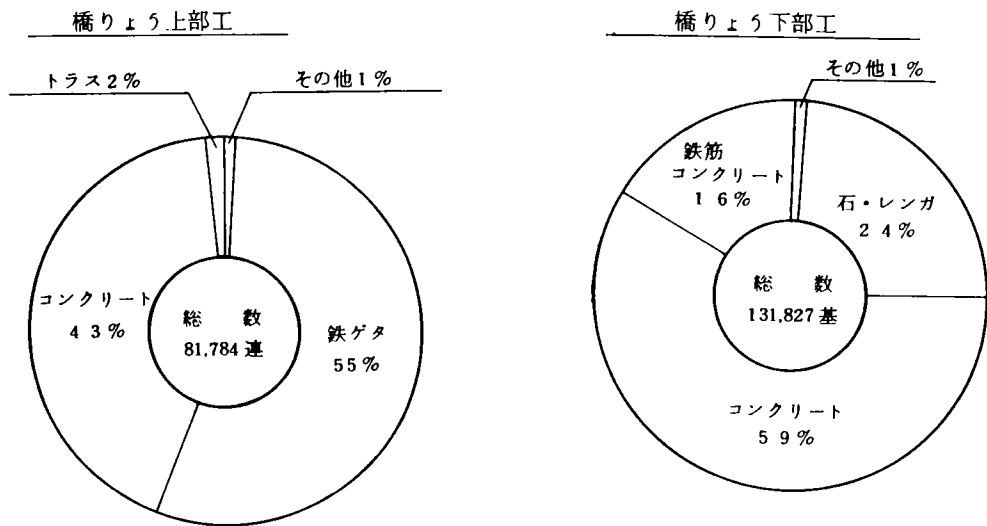


図 2.2 橋りょうの構造別構成比

## 2.2 鉄道橋の技術的特徴

国鉄の路線は一般に古い事は上述の通りである。昨今でも橋りょうの建設費は土工区間に比して割高であるが、国鉄の路線の大半が建設された時代には橋りょうはトンネルと並んで工費が高く技術的にも多くの困難を伴うものであった。

又、鉄道の路線が高架構造となり主な道・水路とは立体交差が原則と考えられるようになったのは、全国的に市街地が発達し、一方鉄道側も高速運転のため線形を重視するようになった東海道新幹線の建設以降であり、更に山陽新幹線以降では道床式の軌道に替えてスラブ軌道が実用化される事になり、路盤の沈下が制限されるようになったため更に土工区間が減少し、橋りょう区間が多くなっているが、在来線では土工区間が大半であり、橋りょう区間の比率は少ない（図 2.3）。

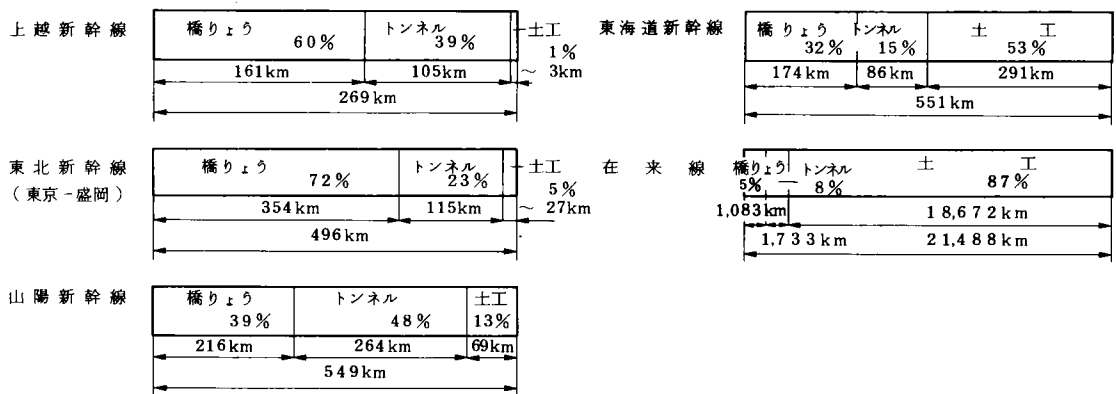


図 2.3 構造物型式選定思想の変遷

このように古い時代では橋りょうの建設が少なく、道路等との交差は平面が主体であり、どちらかという河川の横断に橋りょうが用いられたわけで、従って在来線の河川橋りょうには旧式のものが多くなっている。

これら旧式の河川橋りょうの形式等について技術的な特徴を以下に述べる。

### 2.2.1 路線選定及び構造形式

すでに述べたように第二次大戦以前においては、橋りょうはトンネルと同様に建設費が高く技術的にも困難を伴うものであり、路線選定に際しては少しでも延長を短くするよう工夫され、又構造形式もなるべく単純で安価なものが選定された。

平地の河川横断に際しては、前後に曲線を挿入して河川を直線で直角に横断する手法が多用され、又河川幅の狭い所を選定して架橋地点とした。又、氾濫区域の広い箇所では本流部のみを橋りょうとし、洪水敷は盛土として盛土内に数箇所の避溢橋を設置し洪水に対処する手法が彩用された。

山間部では、尾根越えに際してできる限りトンネル延長を短くするため、小河川又は沢沿いに曲がりくねって路線が選定される例が多く、河川の上流部で多くの短径間の溪流や河川の横断が必要であった。

(図 2.4)。

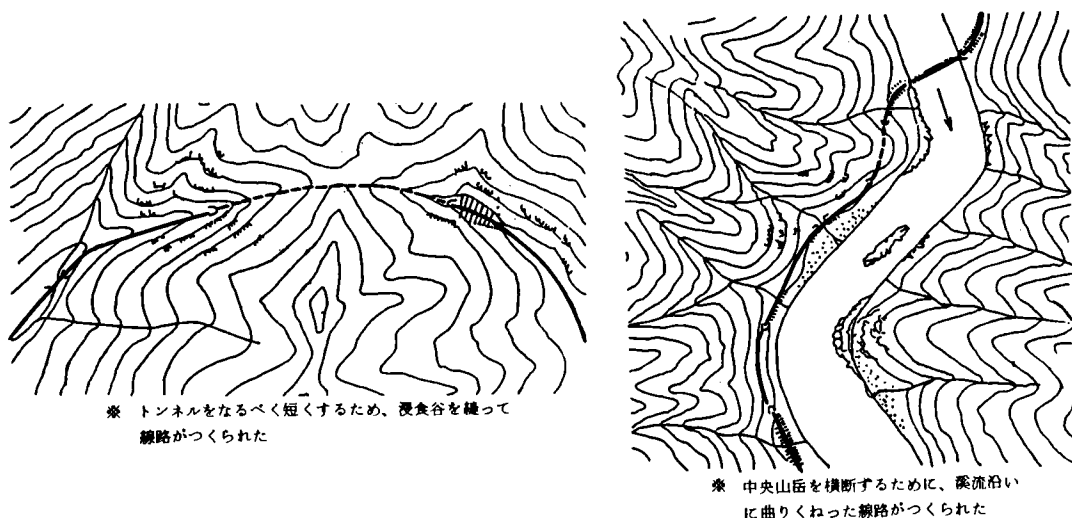


図 2.4 戦前の路線選定

このような路線選定の結果、現存する河川橋りょうには河川狭さく部を比較的短径間で横断しているものが多くなっている。

また、このため多数の橋脚の施工が必要となったわけであるが、橋脚の基礎形式としてコンクリート杭が出現したのは第二次大戦後であり、それ以前は直接基礎又は木杭が原則であった。又大正中期までは橋脚材料の主流は石又はレンガ造りであり、地震に対しての水平力も十分考慮されていないためフーチングのない直接基礎型式が多く、大正末期以降にコンクリート製のフーチング基礎が用いられている（図 2.1）。又、根掘りに際しての掘削山留めも人力、木矢板が主体で玉石まじりの地盤ではそれ程深く掘削する事は困難な状況であったと言える。

以上の結果、戦前の河川橋りょうの内砂礫地盤に設置されているものは根入れの不十分な直接基礎形式のものが多く、この内レンガや石積みの時代のものはフーチングのないものが多い。支持力が不足すると考えられるときは木杭で地盤を締め固めて基礎が設置され、それでも支持力の不足する不良地盤では木工沈床や枠工などで支持力の確保が計られた。木杭は材料の性質及び施工法の制約より平均 5 m 程度に止まらざるを得ず、根入れの不十分なものが多い。

水深のあるところでは根掘りや木矢板による止水が困難であったため築島又は瀬回しをして、オープンケーソンを築造するのが通常であった。これらのケーソンについても古いものはレンガ造りが主体であり、コンクリート造りが一般化したのは昭和に入ってからである。

以上の状況により現存する河川横断橋りょうでは、山間部の中小河川では直接基礎、フーチング基礎、又は木杭のものが多く、水深のある河川では流水部がオープンケーソン、その他の洪水敷は中小河川と同様の基礎型式となっているものが多い。

一方、橋りょうの上部工としては、極初期には木材も使用されているが、昭和30年代以降にプレストレストコンクリート技術が本格的に導入される以前は、材質については鋳鉄から鋼鉄へ、型式についても支承が平板支承からシュー支承へ、構造としてピントラス、ポニートラスから鋲接のトラスを経て溶接橋へなどの変遷はあったものの一貫して主流は鉄桁であったと言える（図 2.1）。コンクリートの桁は短径間



のものに一部使用されたにすぎない。鉄桁は支間が増すとその2乗又は3乗に比例して工費が高くなり、架設も困難となる。又、上に荷重の載荷される上路型式が下路型式より安価である。この事と基礎の支持力負担を軽くする目的と相まって、河川橋りょうでは可能な限り短径間の上路型式が採用されている。流水部がありケーソンの施工の止むなきに至る場合にのみトラス型式を主体として長大支間の桁が採用されている。このため現在の河川橋りょうでも旧式のものにはこのような上路型式の鉄桁が多く、架設後の河床の状況によっては洪水時の桁下空頭の不足する例も多く見られる。

### 2.2.2 橋りょうの支間、橋脚の根入れ等の構造諸元

橋脚の根入れ及び橋りょうの支間、河川に対する阻害率など河川管理上必要な橋りょうの諸元の規制について見ると、少なくとも建設初期にはこれらについて定性的にも定量的にも特段の配慮はなされていない。このような状況は、昭和初め頃までさして変わらなかったようで、文献によれば昭和初期にも橋脚設置の技術判断がもっぱら定性的であった事がわかる<sup>4) 5)</sup> (表2.2)。昭和9、10年の両年にわたって大規模水害が発生し、それを契機に「水害防止協議会」が設置されて治水施設の整備、同施設の維持管理に関して改善事項が決定された。

表2.2 昭和初期の設計思想

—— 橋梁の位置選定 ——

整理された河川では、①河幅が狭く、河心が常に一定しているところを、②直角に横断するよう努める。

—— 橋脚の形状 ——

● だ円形 …… 一定方向に水の流れる水路中  
 円 形 …… 水の流れる方向が一定せず、洪水毎に瀬の変わる河川斜に横断する場合、一般にはだ円形とする。

—— 基礎の根入 ——

洪水の際、どれだけ洗掘されるのか不明  
 ↓  
 洪水の際、橋脚が倒れた実例を参考として推定判断すること。  
 ↓  
 橋脚の根入深さを決定する拠りどころはないが、次の範囲内で決定すれば誤りがないだろう。

単位：フィート

| 橋脚の径間 | 根入の最大深さ | 普通の深さ   |
|-------|---------|---------|
| 30'   | 12'     | 10'以下   |
| 40'   | 15'     | 9'~12'  |
| 60'   | 20'     | 15'     |
| 70'   | 25'     | 15'~20' |

(昭8)鉄道工学特論  
 池原栄治 著

橋りょうの架設に関しては以下の指導がなされたとされている。

- ① 河川狭窄部の橋りょうはなるべく橋脚数を少なくすること。

- ② 幅員狭少な河川の河心にはなるべく橋脚を設けないこと。
- ③ 橋脚は洗掘の恐れのないよう根入れを十分にし、みだりに床止工によって根入れを減少させないこと。

しかしながらこれらの提言も定性的であり、定量的な判断の指針も十分でなかったため、必ずしもこれらの提言が忠実に実行されたとは考えられない。

その後も橋脚の洗掘に対して根入れ長をいかに定めるかは水害例等を元にした技術者の判断によっていたようであるが、文献等によれば爾後、鉄道技術者が主として用いていた判断基準は、京都大学石原教授の「橋脚の防災工学的研究」の中に記述のある洗掘の範囲は河床構成材料の水中における安息角に関係するとして橋脚幅の1～1.5倍とするという提言や、Laurzen<sup>6)</sup>の研究成果に基づく橋脚根入れ長決定資料等であった。こうした中で昭和34年今村が国鉄橋りょうの被災調査より橋脚幅の1.5倍を根入れ長の一応の目安とする研究を示し、以降はもっぱらこの目安が実用されて来た。<sup>7)</sup>

橋りょう諸元に関して河川管理上の観点を配慮して設計が行われるようになったのは、昭和30年代に入ってからのものであり、昭和37年に「河川工作物設置基準（案）」が定められ、その後「河川法（昭和39年改正，法167号）」により河川管理上必要とされる技術基準を政令で定めることが義務づけられ、昭和51年に「河川管理施設構造令」が政令となり、河川区域内における橋りょう下部工の構造、径間長、桁高等が定められて初めて構造上の規制が本格化したと言える。<sup>8)</sup>

以上、要するに旧式の河川橋りょうは根入れが不十分で支間も小さく、洪水位と桁下の空間も不十分なものが多いまま今日に至っている。

このような河川橋りょうの実情を検証するため、平均的な規模を有し管内の桁橋の多くが河川橋りょうである天王寺鉄道管理局において桁橋の構造を調べた所、図2.5及び図2.6のようであった。すなわち、下部工については20％は石・レンガ構造であり、かつ65％が直接基礎で、くい基礎は31％、ウェル基礎は4％に過ぎない。また、上部工は62％が鉄桁であり、それも支間の短い桁に属するデッキガーダー、Iビーム、トラフガーダー、スルーガーダーが99％を占めておりスパンの長いトラス桁は1％に過ぎない。また、全上部工の91％がスパン20m以下の桁である。

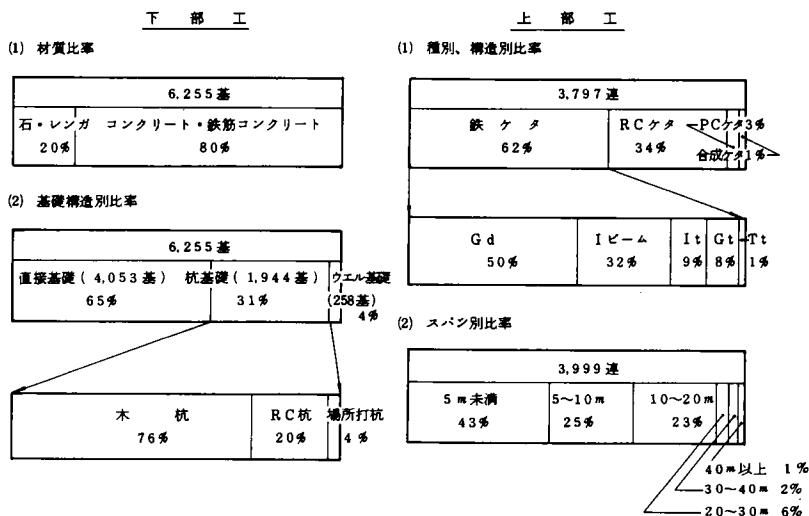


図2.5 天王寺鉄道管理局の橋りょうの構造別構成比

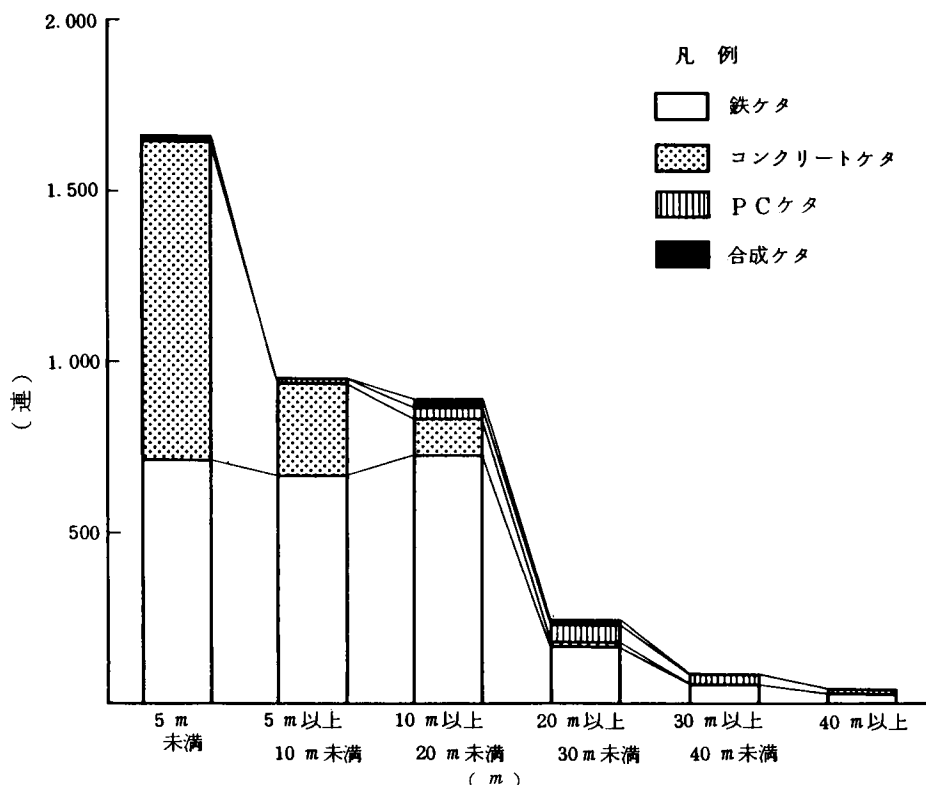


図 2.6 ケタ橋 - ケタ種別・スパン別 - 数量(天王寺鉄道管理局)

この事より 2.2.1 に述べた旧式河川橋りょうの特徴が若干の橋りょう改良が進んだ今日でも、なおそのまま現実であることが検証されたと言える。

## 2.3 鉄道橋の洪水災害

### 2.3.1 国鉄の災害の状況

日本列島は地質年代が新しく、又、地形は急峻で山地の比率が高い。このため、斜面は崩壊し易く河川は急勾配となっている。地理的には、アジアのモンスーン地帯にあり、夏期は高温多湿であり、年間降雨量も多い。そして、梅雨末期には、西日本を中心に集中豪雨が常襲し、夏期から秋には多数の台風の来襲を受ける。その他、北日本は世界有数の豪雪地帯であり、環太平洋地震帯の西縁にあって地震多発国でもある。加えて、人口ちゅう密で経済活動が活発であり、国土の人工的変ぼうもはなはだしい。このようにあらゆる観点から災害の多発する環境にあると言える。

このような災害多発の環境の国土のほぼ全域に 2.1 万キロの線路を有する国鉄も毎年多くの災害に見まわられている。これら災害の内、降雨災害について最近の発生状況を 5 年ごとにまとめて見ると、昭和 30 年代前半より増加し、40 年代がピークで 50 年代後半にはかなりの減少傾向にあるが、まだ 20 年代以前の水準には、達していない (図 2.7)。建造物の保守に関して組織、制度の整備が進んだのが 40 年代であるから、それ以前のこれらが不十分であった時代よりむしろ一時的には災害が増加している。災害の内訳を見ると切取盛土等の土砂崩壊、線路内への土砂流入等路盤に関するものが圧倒的に多く、次いで橋りょう

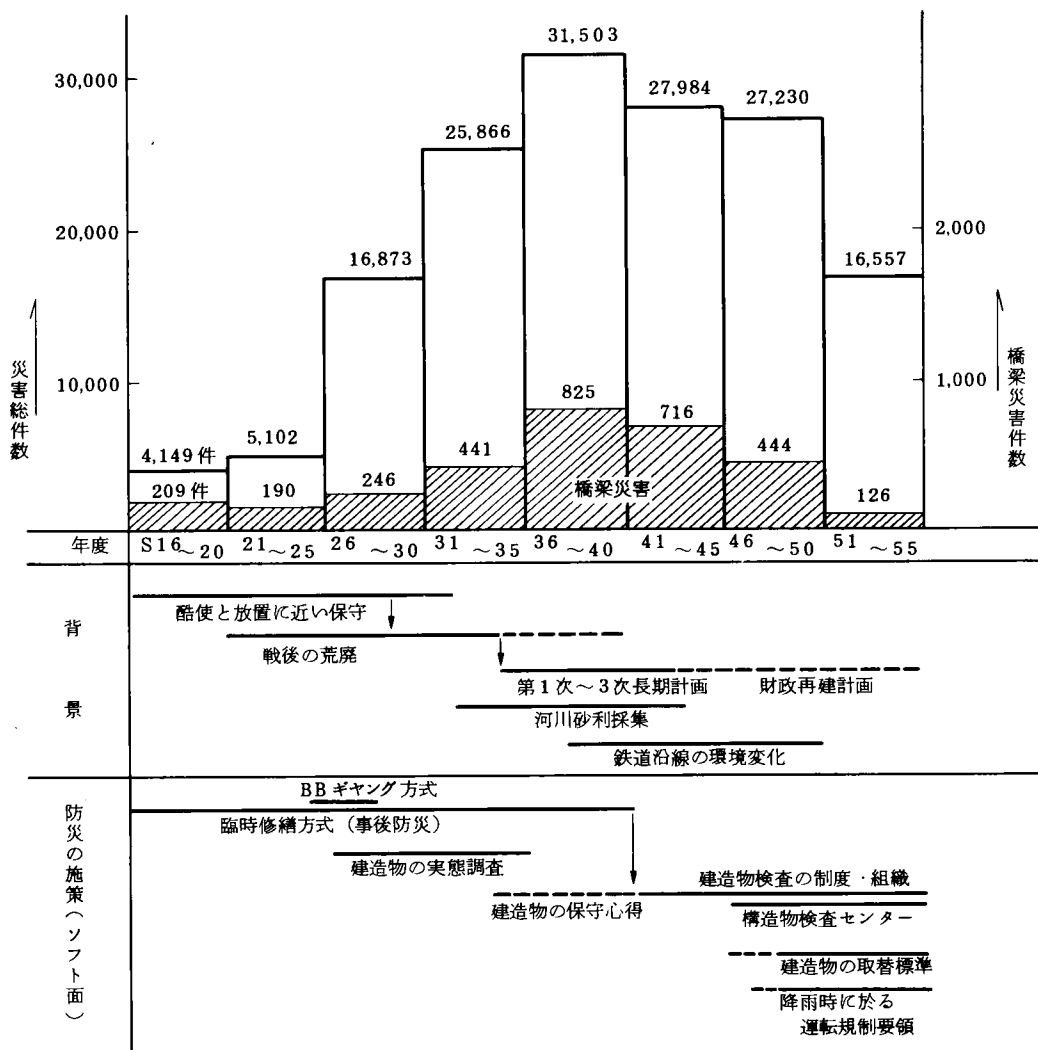
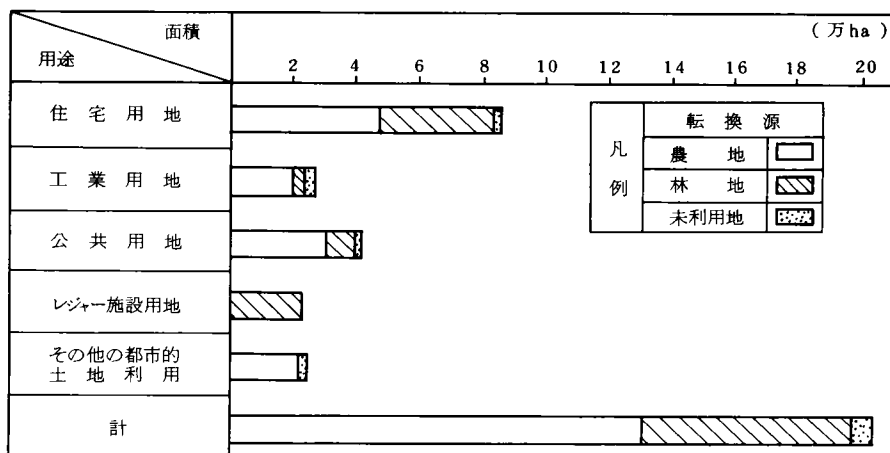


図 2.7 降雨による災害の推移及び背景・施策との関係の分析

うの災害があり、トンネルは少ない。このような災害の傾向について考察してみると次のことが言える。

昭和40年代以降災害の増加したのは、戦後の経済活動の活発化による国土の変容によると考えられる。多くの開発がなされた結果、降雨の出水が早くなったこと、砂利採取やダム建設により河川の状態が変わった事が特に大きい原因であろう (図2.8, 図2.9)。一方、組織制度・技術規準の開発は若干立遅れた傾向となり、又、防災の組織・制度は事柄の性質上効果を示すためには若干の時間を要するためこのような歴年の災害の発生傾向となったと考えてよい。防災の投資は、線増電化時の関連の投資も含めると、組織制度の確立された昭和50年代以降増加している。近年の災害の減少傾向は、このような投資の効果と見てよい。災害の種別としては、土砂災害等の路盤災害が圧倒的に多いが、これは路線の構成比が在来線において路盤が多いことによると考えてよい (表 2.3, 図 2.10)。又、橋りょうやトンネルは、財産価値も高く、被災した時には復旧に時間を要し、輸送障害も大きいため、それなりに防護のための投資がなされている事により災害が少ないと考えられる。



(国土の利用に関する年次報告 昭49)

図 2.8 土地利用の転換 (昭45～昭47)

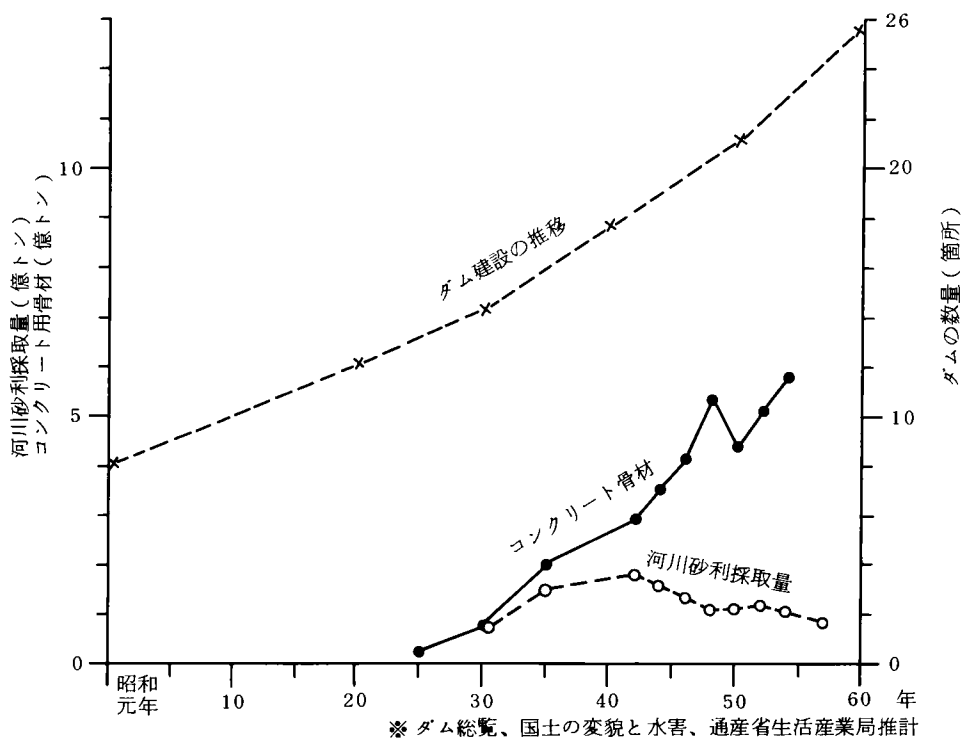


図 2.9 ダム建設と河川砂利の採取

表 2.3 昭和 57 年度災害発生件数

( ) 内は運転支障件数

| 種 別         |             |
|-------------|-------------|
| 線路流失・道床流失   | ( 47 ) 123  |
| 線路浸水・土砂流入   | (134) 917   |
| 築堤崩壊・変状     | ( 80 ) 274  |
| 切取崩壊・変状     | (187) 548   |
| 落 石         | ( 21 ) 138  |
| 橋 り ょ う 変 状 | ( 45 ) 104  |
| ト ン ネ ル 変 状 | ( 3 ) 10    |
| 土留のり面工変状    | ( 14 ) 116  |
| 河川増水・護岸変状   | ( 14 ) 92   |
| そ の 他       | ( 84 ) 943  |
| 計           | (629) 3,265 |

※ 保線課速報による

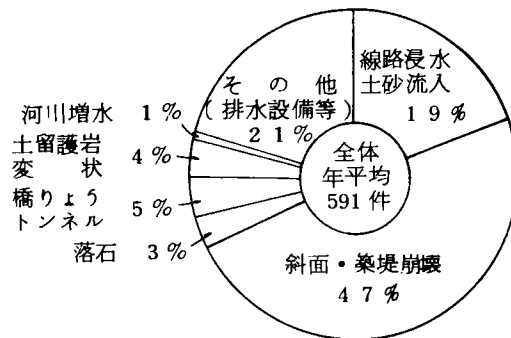


図 2.10 災害種類別列車支障発生状況  
(昭和 53 年度～昭和 57 年度 5 ケ年平均)

橋りょうの災害について災害全体と同じように 5 年ごとに区切って発生状況を見ると、やはり 30 年代より増加し、40 年前後にピークとなり、その後、減少している (図 2.7)。これは、上に述べた国土開発による影響が、橋りょうの災害にもそのままあらわれたと考えてよく、特に橋りょうは、曲がりなりにも改良が進み、老朽橋りょうが減少しているのに被災が増しているのは、ダム設置、砂利採取等で、河川変貌特に河床低下の傾向が強まったのが大きい原因であろう。同じ重要構造物でありながらトンネル災害は極めて少なく、橋りょう災害に附帯のよう壁や護岸の被災したものも含めると、河川災害等の水害による建造物の被災が多いのは、この事によると考えてよい。又、一般に橋りょうには防護工が設置されているが、これは河床土砂が堆積傾向にある時に有効で、河床低下を来すと逆効果となるものが多いことにより、従来有効であった防護工が逆効果となって災害を発生させたものも多いと考えられる。最近 10 ケ年間における

7 日以上の長期不通を生じた橋りょう災害の発生事例は表 2.4 のとおりである。

表 2.4 最近 10 ケ年間における橋りょう下部工洗掘による長期不通事例

(7 日以上)

| 局 名 | 線 名   | 駅 間       | 橋りょう名     | 発 生 年 月 | 開 通 年 月  | 記 事     |
|-----|-------|-----------|-----------|---------|----------|---------|
| 四 国 | 徳 島   | 江 口 阿波川口  | 加 茂 川 B   | 49・9・9  | 49・9・19  | 橋脚倒壊    |
| 高 崎 | 両 毛   | 富 田 佐 野   | 佐 野 川 B   | 51・6・7  | 51・6・19  | 〃 傾斜    |
| 大 阪 | 赤 穂   | 西相生 坂 越   | 千 種 川 B   | 51・9・10 | 51・9・28  | 〃 沈下    |
| 〃   | 加 古 川 | 新西脇 比 延   | 比 延 川 B   | 51・9・13 | 51・9・27  | 〃 洗掘    |
| 新 潟 | 越 後   | 越後赤塚 内 野  | 新 川 B     | 53・6・26 | 53・8・10  | 橋台・橋脚傾斜 |
| 米 子 | 山 陰   | 長門大井 越ヶ法  | 大 井 川 B   | 55・8・31 | 55・9・7   | 橋脚洗掘    |
| 〃   | 三 江   | 粕 渕 浜 原   | 一 本 松 B   | 55・8・31 | 55・9・16  | 〃 流失    |
| 札 幌 | 日 高   | 日高門別 静 内  | 慶能舞川 B    | 56・8・5  | 56・11・16 | 〃 変状    |
| 〃   | 胆 振   | 蟠 溪 北湯沢   | 第 3 長流川 B | 56・8・5  | 56・11・19 | 橋台破壊    |
| 〃   | 〃     | 北鈴川 喜茂別   | 第 1 尻別川 B | 56・8・5  | 56・11・19 | 〃 〃     |
| 静 岡 | 東 海 道 | 富 士 富士川   | 富 士 川 B   | 57・8・2  | 57・10・15 | 橋脚倒壊    |
| 長 野 | 小 海   | 信濃川上 佐久広瀬 | 第 2 千曲川 B | 57・8・2  | 57・8・20  | 橋台・橋脚洗掘 |
| 札 幌 | 日 高   | 静 内 東静内   | 静 内 川 B   | 57・8・30 | 57・9・11  | 橋脚洗掘    |
| 米 子 | 山 陰   | 江 津 浜 田   | 敬 川 B     | 58・7・23 | 58・8・8   | 〃 〃     |
| 〃   | 三 江   | 浜 原 川 谷   | 第 1 谷川 B  | 58・7・23 | 58・8・13  | 〃 変状    |
| 〃   | 〃     | 鹿 賀 因 原   | 武 藤 B     | 58・7・23 | 58・8・24  | 〃 洗掘    |
| 〃   | 山 陰   | 三保三隅 鎌 手  | 三 隅 川 B   | 58・7・23 | 58・9・12  | 〃 傾斜    |
| 大 阪 | 加 古 川 | 厄 神 栗 生   | 第 2 加古川 B | 58・9・29 | 58・10・12 | 〃 〃     |

### 2.3.2 橋りょう被災に伴う列車脱線

災害によって列車が脱線し負傷者が生ずる事故は技術者としてもっと避けるべき事故であるが、不幸にして毎年数件が発生している。しかし、これらは土砂崩壊によるものが殆どで、橋りょう災害による列車脱線は少なく、洗掘が原因で実際に列車が川中に転落したのは、戦後では昭和 23 年 4 月に東北本線野内川橋りょう、昭和 25 年 8 月に室蘭本線覚生川橋りょう及び昭和 43 年 10 月に富良野線第 1 富良野川橋りょうで発生した事故の 3 件である。この他、警戒解除後、隣接線の列車乗務員の洗掘発見により事なきを

得たものがある（表2.5）。以下、その概要とこれに関連して取られた措置について述べる。<sup>9)</sup>

表2.5 災害による年度別・原因別列車脱線件数

| 年度 \ 原因 | 土砂崩壊・落石 | 土留・ご岸倒壊 | 橋りょう変状 | 冠水・道床流失 | なだれ | 備考    |
|---------|---------|---------|--------|---------|-----|-------|
| S 3 4   | 7 (1)   |         |        | 1       |     |       |
| 3 5     | 8 (1)   |         |        |         | 1   |       |
| 3 6     | 1 2     |         |        |         |     |       |
| 3 7     | 5       |         |        | 1       | 3   |       |
| 3 8     | 1 2 (2) |         |        |         |     |       |
| 3 9     | 8 (2)   |         |        |         |     |       |
| 4 0     | 9       |         |        |         |     |       |
| 4 1     | 8       |         |        | 1       |     |       |
| 4 2     | 1 0     | 1       |        |         |     |       |
| 4 3     | 3 (1)   |         | 1 (1)  |         | 2   | 富良野川B |
| 4 4     | 6 (1)   |         |        |         |     |       |
| 4 5     | 7 (2)   | 1 (1)   |        |         |     |       |
| 4 6     | 1 2 (1) |         |        |         |     |       |
| 4 7     | 9 (3)   | 1 (1)   |        |         |     |       |
| 4 8     | 8 (2)   |         |        |         | 4   |       |
| 4 9     | 1 (1)   |         |        |         |     |       |
| 5 0     | 5 (3)   |         |        | 1       |     |       |
| 5 1     | 4 (2)   |         |        |         | 3   |       |
| 5 2     | 1       |         |        |         |     |       |
| 5 3     | 4       |         |        |         |     |       |
| 5 4     | 4 (1)   |         |        |         |     |       |
| 5 5     | 3       |         |        |         | 5   |       |
| 5 6     | 2 (1)   |         |        |         |     |       |

注) ( ) は死傷事故件数再計

(1) 野内川橋りょう災害

- 1) 場 所 東北本線野内，浪打間731k037m
- 2) 発生日時 昭和23年4月24日 23時25分 くもり
- 3) 列 車 貨第850列車，現車28両，換算52.8両，機関車D51 339号
- 4) 状 況 本列車浪打駅を1分延発し，時速約45k/hで野内川橋りょうに差ししかかった際，突然機



関車が進行左側に脱線，河中に転落し，続く貨車20両は折重なって大破，続く2両は全軸脱線中破，機関士と機関助士はともに即死し，14両目馬積車付添人1名重傷のほか橋りょうを大破した。

5) 死 傷 死亡職員2名 負傷作業員1名

6) 原 因 野内川橋りょう第4号橋脚が急激な変形により海側へ約7度傾斜沈下したため。

(2) 覚生川溝橋災害(図2.11, 2.12)



図 2.11



図 2.12

図2.11～2.12 覚生川橋りょう列車脱線事故の状況

1) 場 所 室蘭本線社台，錦多峰間 123k025m

2) 発生日時 昭和25年8月1日 22時55分

3) 列 車 客第218列車

4) 状 況 前夜来からの豪雨(降雨量450mm)で線路左側平野の降水が一時に流下してきたこと，及び列車現場通過直前上流側より山津波のような濁流が押し寄せ，人道橋に突き当たってこれを押し流し，覚生川溝橋に激突したことのため水路を閉鎖し，上流側の水位が高まり第一橋台下流基礎下を洗掘，橋台裏側の築堤を決壊弛緩せしめた。そこへ本列車錦多峰駅86分遅発時速50kmにて力行運転してきたため，第一橋台付近にて機関車脱線大破，続く次位ナハフ及び3位ナニは海側に転落，4位オロハは5位ニハに突入大破し，第6位スハフ小破，以下無事となり，第一橋台は傾斜転倒，背後の築堤は崩壊した。

5) 死 傷 死亡17名 重傷20名 軽傷30名

6) 損 害 線路支障時分96時間05分 橋台倒壊2基 軌條(10.06)10本  
継目板(37kgf)24枚 袖石垣3ヶ所 並枕木75丁 ボルト48本

飯桁（5.35 m）達 342 1 連 犬釘 300 本 橋枕木 13 丁

以上の2つの事故の技術的原因の究明及びその後の行政上の措置については、いずれも記録が十分に無く実際にもほとんど説明がなされないまま終わったと見てよい。しかし写真等の少ない資料より判断すると洗掘による被災と思われ、今回本研究で取り上げる問題点の検討が十分で無かったための災害と考えてよい。

(3) 第1富良野川橋りょう災害<sup>10)</sup>

昭和43年9月30日22時10分北海道南岸に前線が停滞，上川・留萌地方大雨注意報発令となり，中富良野町で10月1日4時00分で68mm，8時00分で76mmの連続雨量となっており，美瑛保線支区で9月30日21時第3種，10月1日第2種警備に入ったが，第1富良野川橋りょうは6時現在桁下水位約4.7 mで警戒水位に達せず警備は行われていなかった。

この状況下で1日8時15分貨691列車が時速40km/hで運転中旭川方から3連目の桁を通過中第2橋脚が傾斜転倒，機関車と貨車3両が川中に転落3名死亡3名負傷という災害となった（図2.13，2.14）。



図 2.13

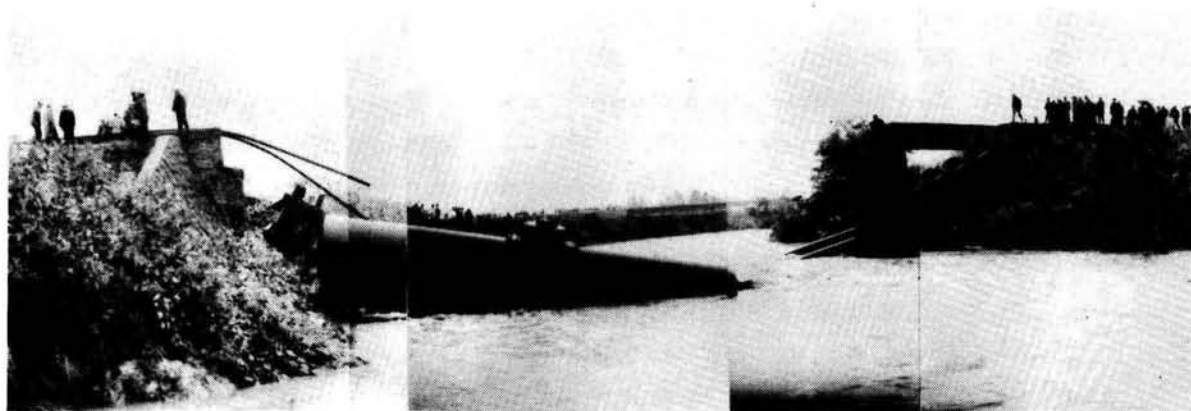


図 2.14

図 2.13～2.14 富良野川橋りょう列車脱線事故の状況

第1富良野川橋りょうは下部構造のうち橋台2基がレンガ造り木ぐいで明治39年建造、橋脚2基は昭和24年改築でコンクリート造に短いウェル及び木ぐいであり、上部工は明治39年架設で12.8mの上路鉸桁3連となっている（図2.15）。

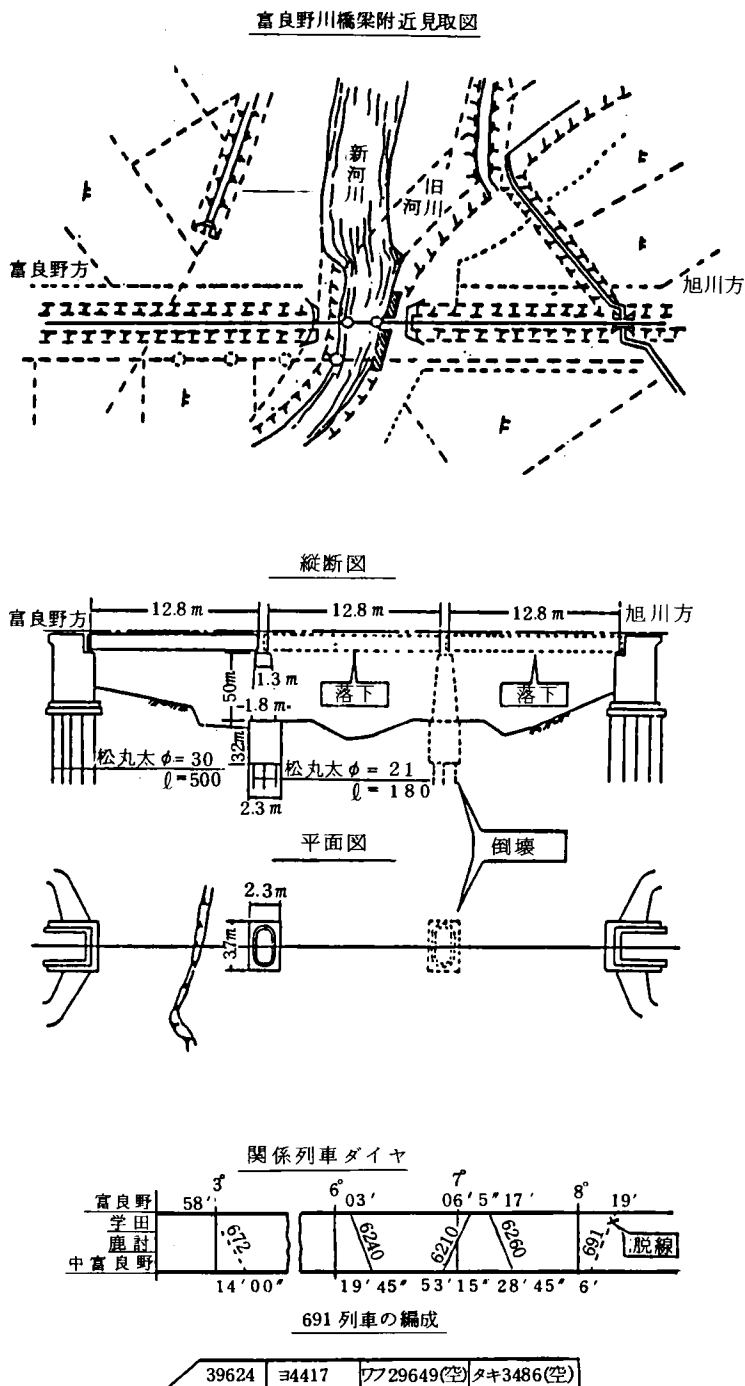


図2.15 富良野川橋りょう脱線事故関係図

被災前の検査結果及び措置状況は、5月8日、7月16日に外観検査で異常なく、8月9日第1・第2橋脚間に河床低下の傾向が認められたという事で、8月15日、16日橋脚の振動・沈下試験を実施したが異常なしと判定している。以上の検査の結果、河床低下防止のため捨石工を施工している。施工に際しては、マニング式より流速 $1.5\text{ m/s}$ とし、割石 $40\text{ cm}$ 玉石 $15\text{ cm}$ 径を採用している。

富良野川は橋りょう下流 $1250\text{ m}$ で空知川に合流する河川で、流域面積 $375.36\text{ km}^2$ 、河床勾配 $1/900$ と比較的緩流区間であるが、前後の河川改修工事が橋りょう区間を残して進行しており、下流側は本流取付地点で川幅が $1.5$ 倍となり、河床面は $1\text{ m}$ 低下しており、橋りょう下流約 $50\text{ m}$ で取付けられていた。また、橋りょうは湾曲点付近を直角に短い延長で横断していた。

昭和36年桁下 $1.5\text{ m}$ 、同43年 $2.2\text{ m}$ の出水氾濫があったが、当時異常なく、くい基礎を考慮すると根入比 $1.2$ もあり、捨石工も施工されていると言う事で当時現場では危険な状況とは判断していない。

この災害に対して現時点の技術レベルで問題点を上げると次のようになる。

- 1) 過去の出水より問題ないと判断しているが、河川改修により大幅に河川の状況が変わっており、特に下流側で河床が $1\text{ m}$ 低下しており、危険な状況が十分予想し得た。
- 2) コンクリートく体には短いウェルがあり、木ぐいとなっており、河床低下の傾向のある場合は井筒の幅を橋脚幅とみなして洗掘深のチェックをする必要があると言う悪い状況にあった。
- 3) 警備は沿線の雨量によっていて河川の出水の状況を十分把握していない。
- 4) 捨石工が施工されているが、設計で採用した流速は等流状態を考慮して $1.5\text{ m/s}$ とかなり小さく、また、捨石相互のかみあいが十分でない効果が無いが、実際は下流側河床の低下の進行による流速の増大もあり、施工も不十分で効果がなかったと考えられる。

以上のように後述の富士川橋りょうの災害でも明らかとなり今回の研究で検討しようとしている問題がそのまま当時としても解明すべき問題であったと言える。

なお、その後の技術的・行政的措置としては

- ① 現地局に対する橋りょう洗掘の再点検の指示及び指導（施土第851号）
- ② 予想限界洗掘深さの推定による運転規制水位の定め方（事務連絡）

等がなされたが死亡者が発生したため民事訴訟事件となり、刑事事件としての捜査も受けたため技術的な解明は不十分なまま終わっている。

#### (4) 東海道本線高宮川橋りょう災害

昭和37年8月26日早朝、台風14号は紀伊半島東に上陸し、午前7時彦根付近を通過して日本海に抜けた。高宮川橋りょう周辺の雨量は25日15時から26日8時まで、大津 $48\text{ mm}$ ・草津 $72\text{ mm}$ ・彦根 $138\text{ mm}$ （7時～8時55mm）に達した。

保線区では、沿線の雨量により5時30分から10時まで線路警戒を実施し解除した。12時45分15列車の乗務員が橋りょう上の線路に異常を発見、急停止手配をとり橋りょう上に停車した。調査の結果、下り線第5、6、7橋脚が沈下・傾斜しており、線路中心で最大 $270\text{ mm}$ の狂いがあった。上り線もチェックしたところ最大 $250\text{ mm}$ の狂いがあった。

高宮川は延長 $27.9\text{ km}$ ・流域面積 $109\text{ km}^2$ ・流量 $1,300\text{ m}^3/\text{s}$ の河川で、橋りょうの開業当初に比べて河床低下の傾向にあったといわれている。橋りょうは下部構造が明治34年建造の石造直接基礎で、上部工は両端の2連の昭和31年製スルーガーダーを除くと大正5年架設のデッキガーダー（支間 $6.0\text{ m} + 12.9\text{ m} \times 17\text{ 連} + 6.0\text{ m}$ ）延長 $245.23\text{ m}$ である（図2.16）。

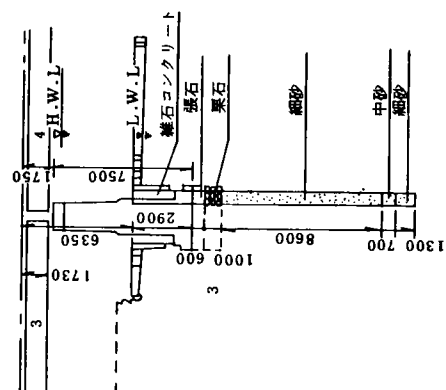
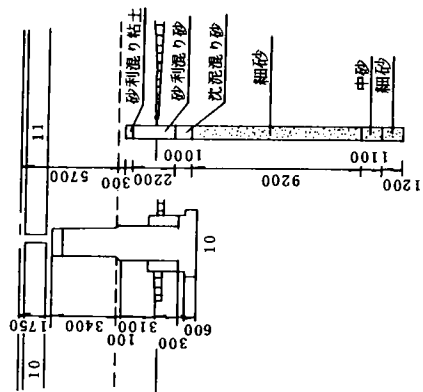
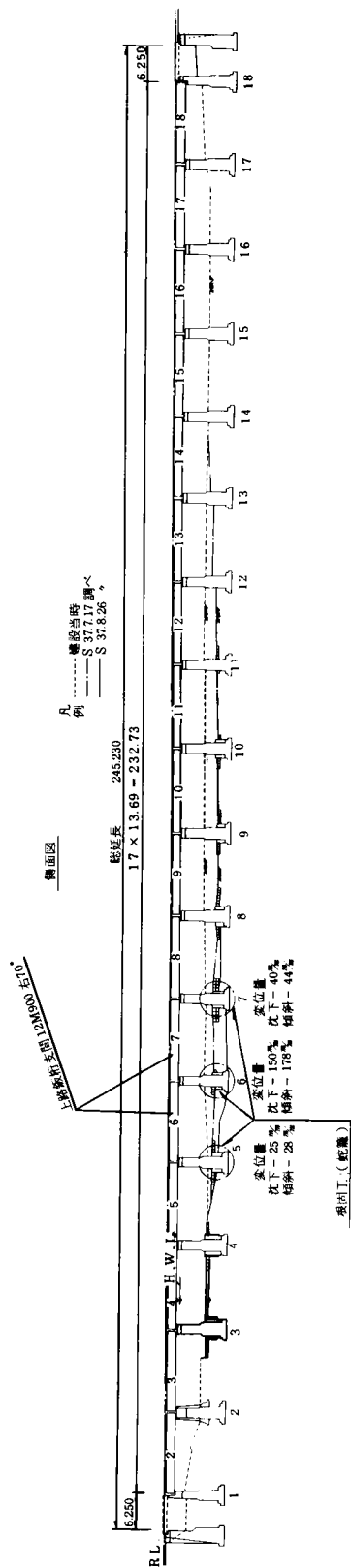


図 2.16 高宮川橋りょう

当時の記録は十分ではないが、河床低下傾向もあり、木杭で囲い栗石を詰めた根固工が施されており、被災前の7月17日検査が実施されており、8月22日には民間人より橋りょう根固めの周辺の深掘れを指摘され改めて8月24日に検査しているが、8月17日に比べて特段の変化はないとして緊急措置は取られていない（表2.6）。

現時点の技術レベルで問題点を上げると次のようになる。

- 1) 写真で見ると根固工周辺の河床が低下し、根固工が橋脚径を太くしたと同じ様態となり洗掘を促進したと考えられるが、当時は根固工があるので中にある橋脚は転倒に対しては安全率が高いと判断していたようである（図2.17）。

表 2.6 災害発生時の概要

| 日 時          | 調 査 日            | 内 容   |
|--------------|------------------|---|
| 昭<br>37.7.17 | 熊谷工事助役<br>北島工事士  | 最近河床低下が相当見られるので災害時期を前に河床の細密検査を行なった。<br>調査は橋りょう及び根固工上部よりテープ竹竿等にて6号、7号橋脚は潜って調査を実施。<br>調査の結果は別図の通り河床はかなり低下していた。  |
| 37.8.22      | 彦根市占居善<br>作氏より投書 | 犬上川鉄橋のピーヤの根台が水のために深く掘れているので今度水が出たならば鉄橋が沈下しますので一日も早く修理を願います。   |
| 37.8.24      | 熊谷工事助役<br>大村課員   | 投書受領保線区に連絡し局課員とともに現地を調査した。<br>根固工上部より河床状態を調べたがあまり変化はなかった（7月17日の調査結果と比較して）   |
| 37.8.25      |                  | 工事助役来局<br>投書者は根固工の下部が掘れているのを問題にしたと考える。根入は1.5m程度あり速時手を打たねばならない程ではないが、河川管理者と河床維持について話し合いを強力に推進するとともに河床の変化を常に調査してこれ以上の低下については応急根固の要ありと判断し、その具体案の検討を指示した。 |
| 37.8.26      |                  | 12時28分第6号橋脚が上流側に傾斜列車不通となる。<br><br>変状発生前根入 1.5 m<br>建設時       "     3.8 m<br>変状発生時の水位 けた下4.10 m  |



図 2.17 高宮川橋りょう被災後の状況

- 2) 検査は橋りょうの直近部のみについて実施されており、河川全体を見ていない。
- 3) 沿線の雨量の多寡により警備しており、台風通過後の増水を意識していない。
- 4) 1) に述べた根固工を信頼し、根固工も含めて洗掘が生じているという認識がない。この点では民間人の指摘の方が正しい。
- 5) 直接基礎で短径間の上路桁であり、河床の低下にともない根入れが少なくなっており、河床材料は中砂で洗掘され易い。2.2 で述べた被災し易い国鉄橋りょうの代表的タイプである。

以上のように高宮川橋りょうの災害は本研究で取り上げようと試み、後述の富士川橋りょうの災害により改めて提起された問題点をほとんど含んでいたと言えるが、当時としては幸いにして列車転覆を免れたという事もあり、又、検査体制も発足前で十分な技術的・行政的措置が取られていない。

ただしこの時点までは運転優先で悪天候でもなるべく列車を運転しようという姿勢であったのが、悪天候増水時には運転規制も止むを得ないという思想が生じ、規制水位の制定・雨量計の設置等がこの災害を契機として徐々に実施されたと言われている。

以上、見て来たように橋りょうによる列車脱線の被災は少ない。この原因としては

- ① 不十分ながら、洪水時に列車を規制する制度があり、各時代の技術レベルで最善がつくされていた。
- ② 保守担当者の心理より、洪水後の列車開通は、橋脚の目視ができない場合安全側を取って開通させないことが多く、列車不通時間の増加で、事故の確率を減らしていた。
- ③ 不十分ながら、根固工等の施工がなされ、それなりの効果を示していた。

などが考えられる。

しかし、他面では橋りょう地点での洪水の予測は、上流部の雨量又は水位による方が合理的なのに、沿線の雨量計により洪水を予測して警備に入るなどの盲点もあり、出合い頭の事故は確率の少ないという幸運にも恵まれたとしか考えられない一面もあったと言える。後述の昭和57年、富士川橋りょうの災害はこのような状況により表面にでなかった問題点を一気に露呈させることとなった。逆の見方をすると、世論の注目を集める決定的な事故が発生しなかった事により検討、研究のきっかけがないまま今日に至ったとも言える。

## 2.4 富士川橋りょうの洪水災害と安全管理

昭和57年8月2日、東海道本線富士川橋りょうの下り線、第4号橋脚が、洪水により流失し、東海道本線が長期間不通となった。この災害は、主要幹線の主要橋りょうが流失するというかつてない大災害で、昭和40年以降、橋りょうの検査体制などが整備されており、災害防止に一応の自信を示していた鉄道技術者に大きい衝撃を与えた。被災後の調査によれば、沿線の台風来襲により取られていた警備体制が、台風の通過により一たん緩和された後の流失である事が判明した他、列車を徐行又は停止すべき水位の決定の方法などについても、問題点のある事が露呈され、幅広く河川にかかる鉄道橋りょうの安全管理の問題点を検討する本研究の開始の端緒となった。

以下、被災の状況、被災前の安全管理の状況について述べる。

### 2.4.1 東海道本線及び新幹線富士川橋りょうの洪水災害<sup>11)</sup>

#### (1) 河川及び橋りょうの概況

富士川は、国師ヶ岳(2592m)を水源とする笛吹川と、鋸岳(2607m)を水源とする釜無川の両川が、甲府盆地の市川大門町で合流して本川となり、早川、芝川等数々の支川を合わせながら曲折南流し、富士市において駿河湾に注ぐ幹線流路延長128kmの一級河川である。流域は長野・山梨・静岡の3県にまたがり、その流域面積は3990km<sup>2</sup>であり、そのうち富士山をはじめとする3000m級の南アルプス、八ヶ岳連峰、2500mの秩父山地等が全流域の80%近くをしめている。富士川河道は、日本三大急流河川のひとつに数えられているように河床勾配は急である。流域内には「糸魚川～静岡構造線」と呼ばれる大断層をはじめ、大小様々の断層が存在し、山地崩壊及び大量の土砂を含んだ大洪水を誘発する原因となっている。

富士川下流部河道には、東海道新幹線、東名高速道路、東海道本線、国道1号線をはじめとする我が国の主要幹線が横断しており、社会的・経済的な重要度の極めて高い河川である。

東海道本線富士川橋りょうは、東海道本線富士～富士川間148k450mに位置し、上流方より上り線、下り線、廃線の三線併列となっており、その概要は、表2.7の通りである。

被災当初は、廃線が最も古く明治22年の建設であり、下り線は明治43年の建設であるとされていた。しかし、上部工の形式や古い記録等を調べたところ、富士川橋りょうは、表2.8に示す変遷をたどっており下部工としては、下り線が明治22年建設の最も古いものであることがわかった(但し、8Pは、災害復旧で大正8年建設)。

東海道新幹線富士川橋りょうは三島～静岡間137k952mに位置し、昭和39年しゅん功、上部構造は60m+6×(3×60m)+60mのトラスで全長1650m、橋台橋脚は鉄筋コンクリート構造、基礎は直径6.2m、長さ15m及び17mのケーソンで、地層は砂礫層となっている。東海道本線より約1km下流に位置し、川幅は2倍以上の広さである。被災前は本流部分となっていた10P～18P間に根固工が施されていたが、他は高水敷となっていた(図2.18)。


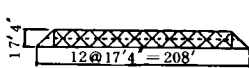




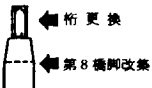





表2.7 富士川橋りょう概要

| 線<br>別 | 延<br>長<br>m | た      |                                  |        |                   | 橋 台         |                          |                  |        | 橋 脚         |        |                          |                  |                         |
|--------|-------------|--------|----------------------------------|--------|-------------------|-------------|--------------------------|------------------|--------|-------------|--------|--------------------------|------------------|-------------------------|
|        |             | 種<br>別 | 支<br>間                           | 連<br>数 | 製作<br>年次          | 単<br>複<br>別 | 材<br>質                   | 基<br>礎           | 建<br>設 | 単<br>複<br>別 | 基<br>礎 | 材<br>質                   | 基<br>礎           | 建設<br>年次                |
| 下<br>り | 571.2       | Tt     | 47.0 × 1<br>62.4 × 7<br>77.9 × 1 | 9      | T 5<br>T 3<br>T 5 | 単           | 石<br>レン<br>ガ             | ウ<br>エル          | M 2 2  | 単           | 8      | 石<br>レン<br>ガ             | ウ<br>エル          | M 2 2<br>( 8 P<br>T 6 ) |
| 上<br>り | 574.9       | Gt     | ( 6 3 . 5 × 3 )<br>、<br>× 3      | 3      | S 3 0             | 単           | 鉄<br>コン<br>クリ<br>ート<br>筋 | ケ<br>ー<br>ソ<br>ン | M 3 0  | 単           | 8      | 鉄<br>コン<br>クリ<br>ート<br>筋 | ケ<br>ー<br>ソ<br>ン | S 3 0                   |
| 廃<br>線 | 571.2       | Tt     | 62.4 × 9                         | 9      | M 4 1             | 単           | 石<br>レン<br>ガ             | ウ<br>エル          | M 4 3  | 単           | 8      | 石<br>レン<br>ガ             | ウ<br>エル          | M 4 3                   |

(M：明治  
T：大正  
S：昭和)

表2.8 富士川橋りょうの変遷

| 年 代              | 項 目  | 下流方 ← 断面略図 → 上流方<br>(廃線部) (下り線部) (上り線部)   | 桁 形 式 等   |
|------------------|--|---|---|
| 明治22年<br>(1889年) | 単線開通   | <br>(上下線として使用)                 | <br>12@17'4"=208'<br>ボウナル形ダブルワーレントラス9連<br>(大正4年、9連全て撤去)         |
| 明治43年<br>(1910年) | 複線開通<br>(下流側に新線建設)                           | <br>(下り線として使用) (上り線として使用)      | <br>34'0"<br>9@22'9"=204'9"<br>シェドラー形、9連、明治41年製作                |
| 大正4年<br>(1915年)  | 設計強度、構造上の問題から、<br>旧線(上り線)の桁9連を更<br>換         | <br>(下り線として使用) (上り線として使用)      | <br>36'0"<br>8@25'7 1/2"=205'<br>フラット形、9連、大正3年製作<br>(大正6年、2連撤去) |
| 大正6年<br>(1917年)  | 旧線(上り線)の第8橋脚を<br>改築。これに伴い、第8、第<br>9連目の桁更换    | <br>(下り線として使用) (上り線として使用)      | <br>8'0"<br>6@25'9"-154'6"<br>フラット形、1連、大正5年製作                   |
| 昭和31年<br>(1956年) | 新線開通<br>(下り線トラスはピン結合<br>トラスのため、別線方式<br>とした。) | <br>(廃線) (下り線として使用) (上り線として使用) | <br>9'0"<br>10@25'63/4"-255'71/2"<br>下路飯桁、3径間連続、3連<br>別線新設      |

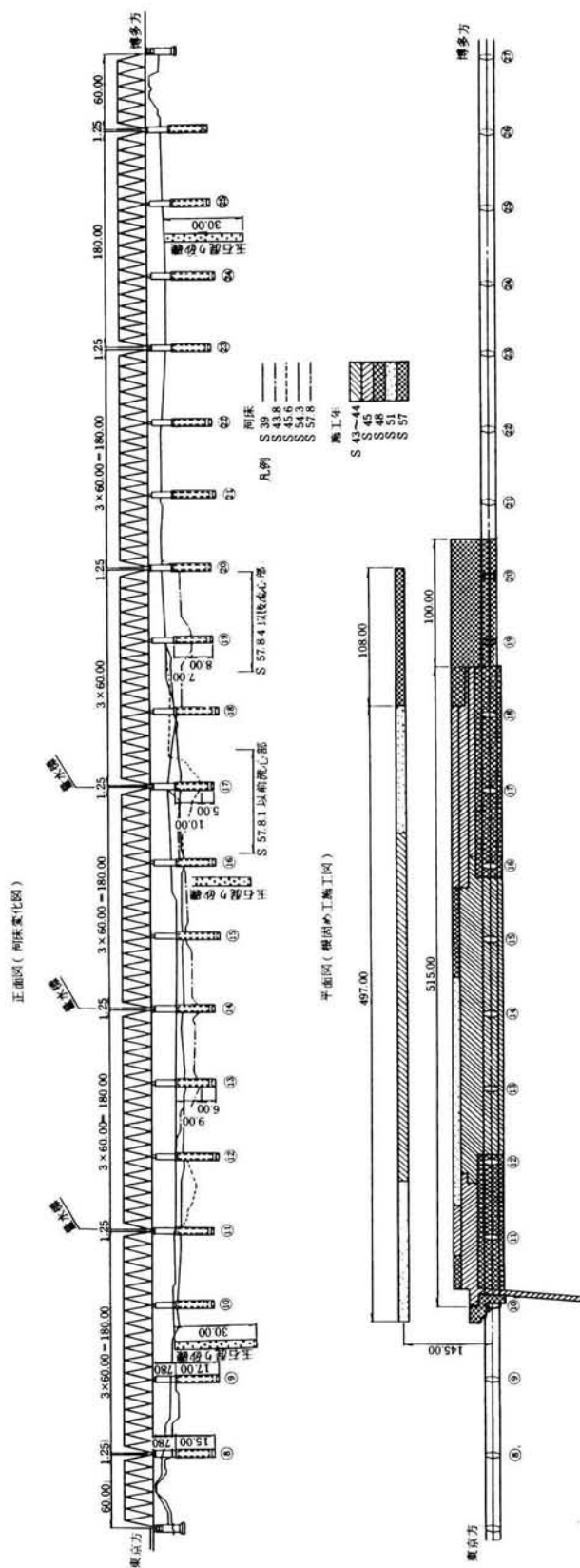


図 2.18 東海道新幹線富士川橋梁一般図

## (2) 被災の状況

昭和57年7月24日南鳥島南方に発生した台風10号は発達しながら北上し、8月2日0時過ぎ渥美半島西部に上陸し、中部地方を縦断して午前4時頃富山湾に抜けた。このため中部地方は豪雨となったが、特に富士川水系では全域で雨量150mm以上となり、支川の早川流域では500mm以上と既往最大の降雨となった(図2.19)。この結果東海道本線富士川付近も大洪水となり、このため東海道本線富士川橋りょうは8月2日午前5時10分、下り線レンガ造りの4Pが転倒、トラス桁2連流失、次いで廃線となっている下り線と同様のレンガ造りの4Pが流失、トラス桁2連も流失した(図2.20)。被災後の調査によると、下り線4Pは井筒が元の姿のままほぼ真横に大阪方に転倒、躯体は破片の一部が元の位置に落ち、他は小破片となり相当下流まで散乱した。桁は4、5連目がそれぞれ東京及び大阪方に若干別れた形で下流河床に横転した。廃線4Pは下流に約50m押し流され、桁は4連目は下り線4連目の下に重なり、5連目は行方不明となった。その他、根固めブロックは大幅に流失移動し、下流方に散乱した。付近の河道を見ると、国道1号線上流の堰堤の右岸方の一部が決壊、同橋下流右岸の制水工が一部破損及び流失。低水敷を構成していた河床の護岸及び旧高水敷を形成していた左岸寄りの砂礫層が大幅に削り取られた(図2.21、図2.22)。

東海道新幹線富士川橋りょう付近も増水したため、8月2日4時30分列車抑止、9時05分運転再開したが徐行70km/hであった(図2.23)。増水時は根固施工範囲に流心があったので問題がなかったが、減水時には流心が拡大し19P付近に流心が移ったため高水敷への側方侵食が進み、高水敷であった原地盤と比べると大幅な洗掘となった。減水後8月9日の調査によると図2.24の通りであるが、恐らく増水時にはさらに洗掘が進んでいたと考えられる。

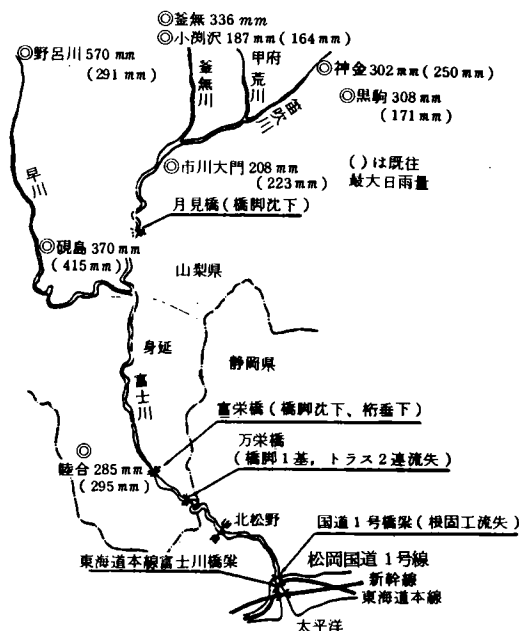


図2.19 台風10号による富士川流域の雨量と橋梁被災状況

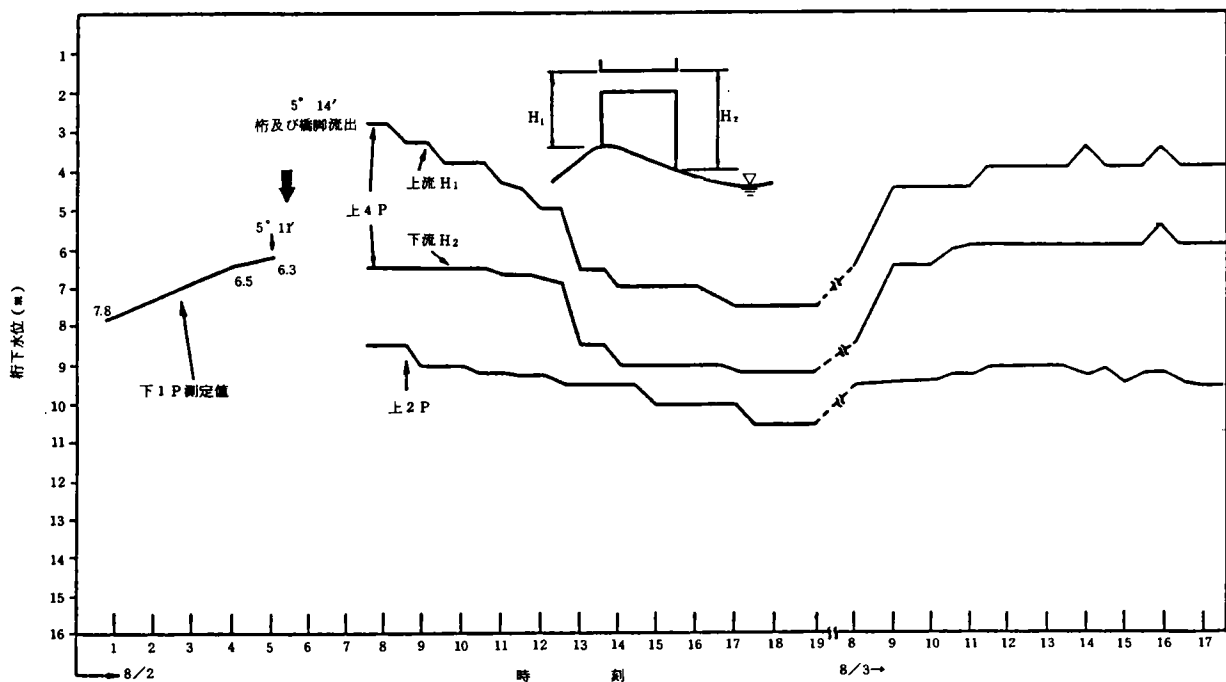


図 2.20 富士川橋梁桁下水位

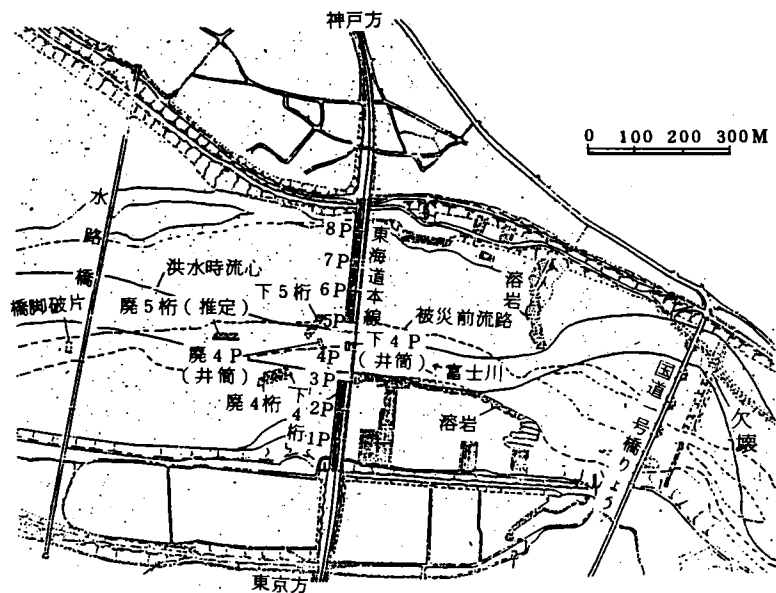


図 2.21 第 4 号橋脚被災状況 (全体)

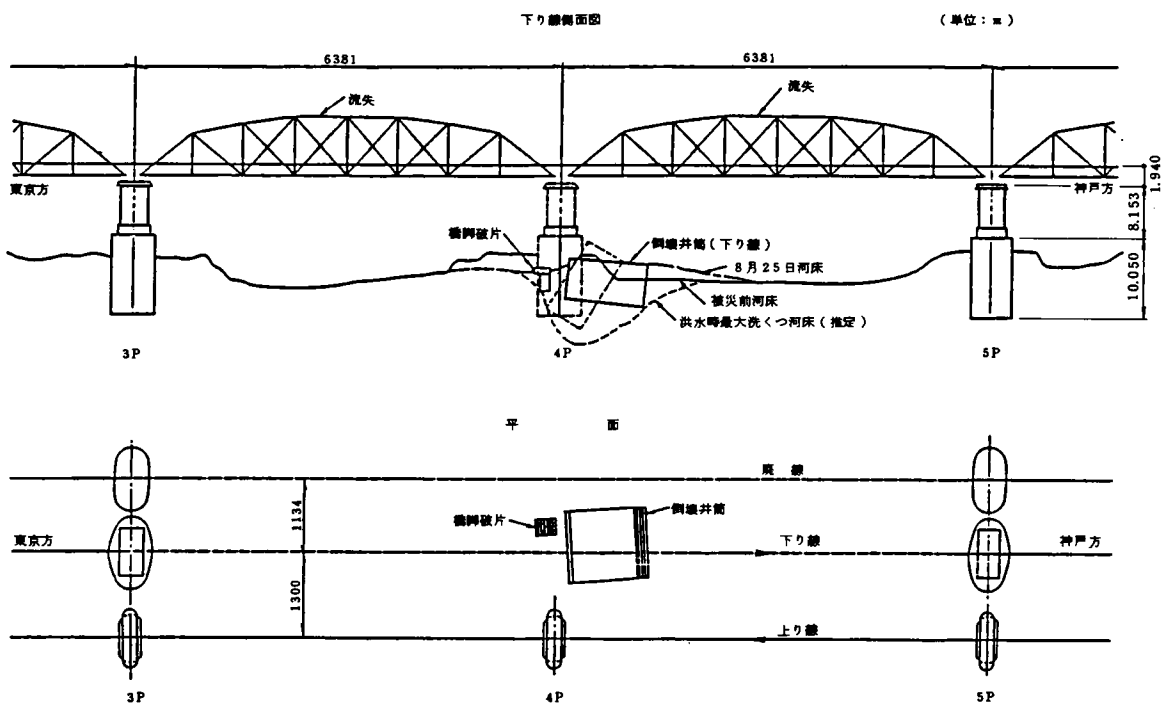
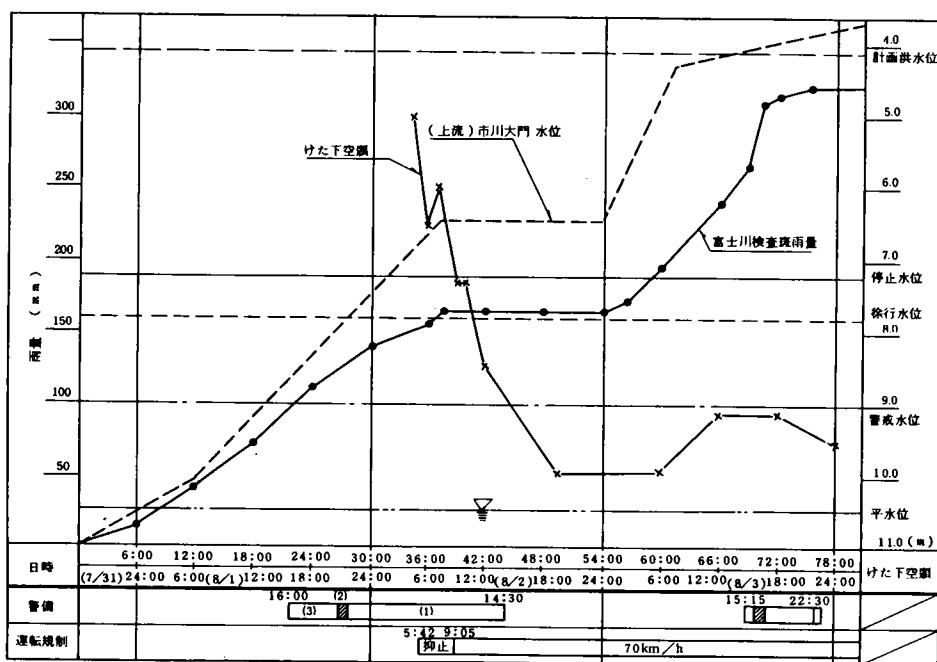


図 2.22 第 4 号橋脚被災状況 (部分)



注 けた下空頭; けた下より水面までの距離

図 2.23 新幹線富士川橋梁, 降雨とけた下水位の推移

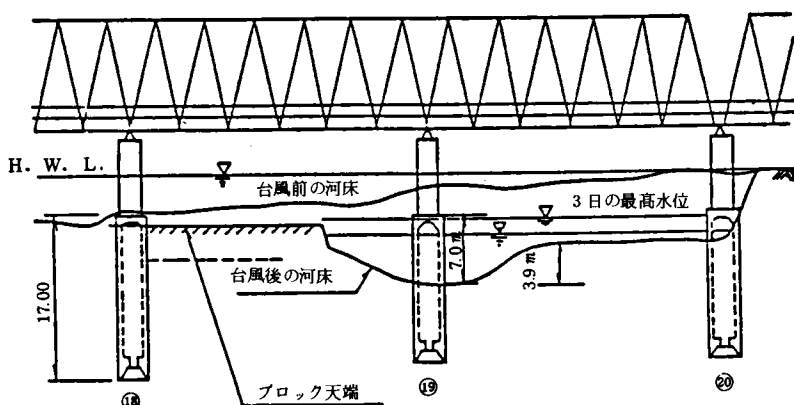


図 2.24 東海道新幹線富士川橋梁の被災状況

新幹線富士川橋りょうに関しては水勢が衰えるのを待って、8月9日河床高の調査が実施され、その結果次の事が明らかになった。

- ① 被災前の19号橋脚・20号橋脚の高水敷が浸食され低水敷となった。
- ② 流路変化が発生したのは8月3日である（ビデオの記録による）。
- ③ 19号橋脚の周辺に局部洗掘が発生しているが、20号橋脚には発生していない。
- ④ 最深河床面は19号橋脚基礎の天端から7m下にあり、橋脚前面の位置が最も深い。下流側は約1m浅い。

被災から7日経過してからの測深作業のため埋め戻しが発生している事も考えられるが、この調査から平均的な橋脚周辺河床面から3.9m局部洗掘されている事がわかった。これは被災前の河床面を基準にすると10.5mの河床高の変化に相当する。

#### 2.4.2 被災前及び被災当時の安全管理

富士川橋りょうは重要な構造物であり、河川砂利採取等の環境変化による河床低下もあったため、検査体制発足前においても、河床の測量、河状の調査、橋脚の外観検査は行っており、さらに検査体制発足後は、橋脚に振動計を設置し揺れ具合でその安全性を検討する振動・沈下試験及び力学的な安定計算を行っていた。

そしてこのような検査の結果を静岡鉄道管理局では、以下のようにまとめていた。

- ①河床の状況は、昭和30年頃より低下していたが、最近は小康状態にあった（図2.25）。
- ②根入れ比は下り線4P、5Pが1.5以下で、昭和57年の検査の結果では、特に5Pが0.8と小さい。
- ③以上の結果にもとづく安定計算結果では常時は問題なく、地震時（ $K=0.2$ ）は転倒の安全率が0.95となる（表2.9）。
- ④振動・沈下試験結果は問題がない（表2.9）。
- ⑤ $9,800 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水時に洗掘深を土屋式で計算して推定すると、安全率が1.0ぎりぎりになる。

この結果、常時は問題ないが、大地震又は大洪水時には不安があり、健全度の判定は $A_2$ で、可能なら早急に取り替えるよう希望していた。なお、桁の健全度はBとしていた（注  $A_2$ 、Bは国鉄が定めている健全度の評価基準で6章に詳述する。表6.5参照）。

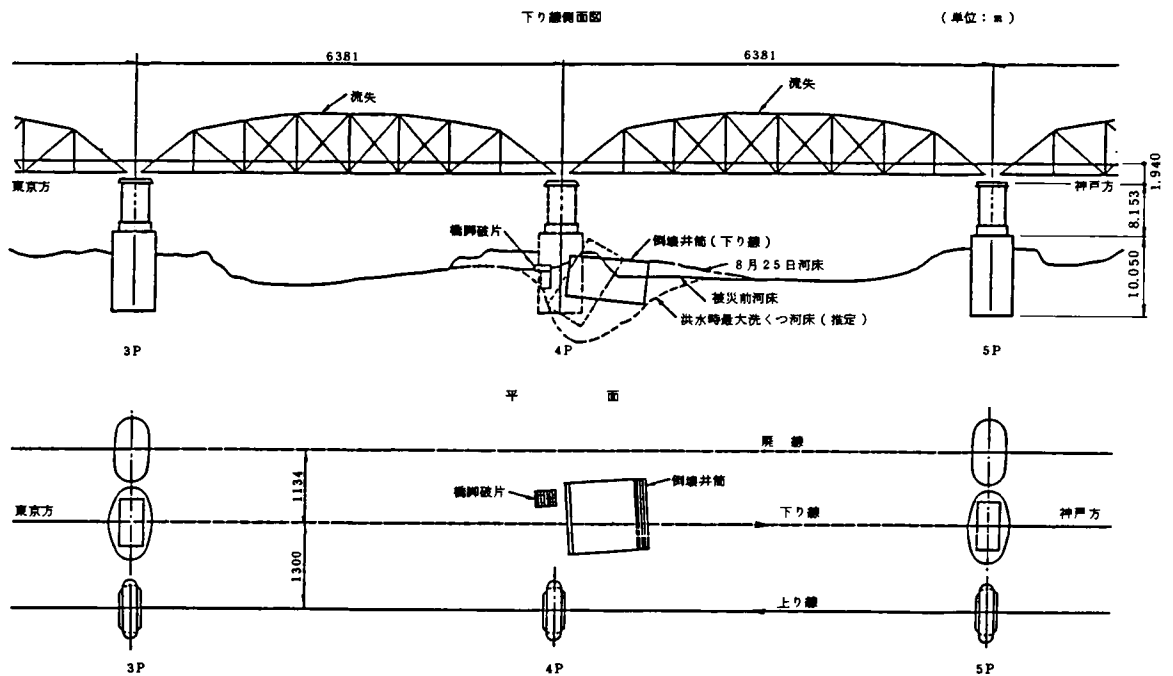


図 2.25 富士川橋梁河床図

表 2.9 富士川橋りょう検査結果

|                   |              |      |                |       |             |       |       |       |       |       |
|-------------------|--------------|------|----------------|-------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 地盤沈下: 不 明         |              | cm/年 |                |       |             |       |       |       |       |       |
| 河床低下: S30 年以降約 10 |              | cm/年 |                |       |             |       |       |       |       |       |
| 根入比               | 1 A          | 2 A  | 1 P            | 2 P   | 3 P         | 4 P   | 5 P   | 6 P   | 7 P   | 8 P   |
|                   |              |      | 1.7 4          | 1.3 1 | 1.6 4       | 1.4 2 | 0.8 0 | 3.0 3 | 2.0 7 | 3.0 8 |
| 運 動 性 状           | 年・月          |      | 年・月            |       | 年・月         |       | 年・月   |       | 年・月   |       |
|                   | 単位沈下量 (mm)   |      | 5 4.6<br>7     | 6     | 6           | 5     | 7.5   | 2.4   |       |       |
|                   | 単位沈下量の差 (mm) |      | - 4            | - 1   | - 7         | - 7   | - 2   | - 1   | 0     | 1     |
|                   | 振 動          | 周 期  | 5 4.6<br>0.1 2 | 0.1 5 | 0.1 5       | 0.1 5 | 0.1 5 | 0.2 0 | 0.1 0 | 0.2 0 |
|                   |              | 振 幅  | 0.1 2          | 0.1 6 | 0.1 3       | 微 小   | 0.1 2 | 微 小   | 微 小   | 微 小   |
| 安 全 率             | 転 倒          |      | 支 持            |       | 滑 動         |       |       |       |       |       |
|                   | 常 時          |      | 9.8 5 > 2.0    |       | 1 6.0 > 2.0 |       |       |       |       |       |
|                   | 地 震 時        |      | 0.9 5 < 1.5    |       | 3.9 > 1.5   |       |       |       |       |       |

またこれまでの検査により河床低下の傾向が認められたため、繰り返し根固工が施行されていたが、その種別、施工法等は表2.10、2.11及び図2.26、2.27に示すとおりである。すなわち、以前は木工沈床が用いられ、昭和42年以降はもっぱらコンクリートブロックが用いられている。但し積み方を見ると層積みであったり乱積みであったりで、この事が今回の被災にも重要な問題提起をもたらす事となった。なお、ブロックの効果に対してはブロックの厚さだけ河床が高くなるという扱いをしていた。

表2.10 根固めブロック投入実績

| 年 度 | 根固工種類          | 位 置  | 1A | 1P | 2P  | 3P  | 4P    | 5P  | 6P | 7P    | 8P  | 2A |
|-----|----------------|------|----|----|-----|-----|-------|-----|----|-------|-----|----|
| 昭10 | 木工沈床           |      |    | ○  | ○   |     |       |     |    |       |     |    |
| 23  | — # —          |      |    | ○  | ○   |     |       |     |    |       |     |    |
| 42  | ホロースケーヤ        | 500個 |    |    | ○ ○ |     |       |     |    |       |     |    |
| 43  | — # —          | 540個 |    |    |     | ○   |       | ○   |    |       |     |    |
| 44  | — # —          | 400個 |    |    |     |     |       | ○   |    | ○ ○ ○ |     |    |
| 45  | — # —          | 530個 |    |    |     |     | ○ ○ ○ |     |    |       |     |    |
| 46  | — # —          | 600個 |    |    | ○   |     |       |     |    |       | ○ ○ |    |
| 47  | — # — 510個ブロック | 400個 |    |    |     | ○   |       | ○ ○ |    |       |     |    |
| 48  |                |      |    |    |     |     |       |     |    |       |     |    |
| 49  | コーケンブロック       | 140個 |    |    |     |     | ○     |     |    |       |     |    |
| 50  | — # —          | 300個 |    |    |     |     |       | ○   |    |       | ○ ○ |    |
| 51  | — # —          | 650個 |    |    |     |     | ○ ○   |     |    |       |     |    |
| 52  | — # —          | 475個 |    |    |     | ○ ○ | ○ ○   |     |    |       |     |    |
| 53  |                |      |    |    |     |     |       |     |    |       |     |    |

表2.11 3～5P間の詳細

| 年 度 | 図 工 箇 所 | ブ ロ ッ ク 種 類  | 数   |
|-----|---------|--------------|-----|
| 43  | 3 P     | 平 型 4 tf     | 280 |
| 43  | 5 P     | " "          | 260 |
| 44  | 5 P     | " "          | 65  |
| 45  | 4～5 P間  | " "          | 530 |
| 47  | 4～5 P間  | " "          | 387 |
| 47  | 5 P     | " "          | 127 |
| 49  | 3～4 P間  | 長方形ブロック 8 tf | 140 |
| 50  | 5 P     | " "          | 339 |
| 51  | 4～5 P間  | 12 tf        | 213 |
| 52  | 3～4 P間  | " "          | 204 |
| 52  | P       | " "          | 129 |
| 52  | 5 P     | " "          | 142 |



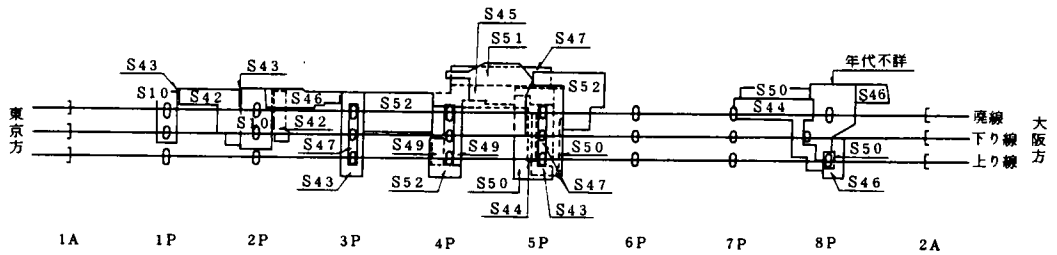
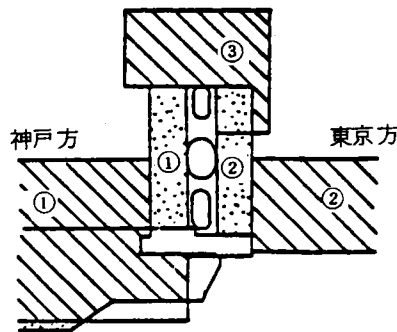


図 2.26 根固工施工平面図



| 記号 | 根固め工の種類      | 備 考         |
|----|--------------|-------------|
| ①  | 長方形ブロック 12tf | 乱積み         |
|    | ②            | 縦積み(一部2層積)  |
|    | ③            | 縦積み         |
| ②  | 長方形ブロック 8tf  | 乱積み         |
|    | ②            | 横積み2層(一部1層) |
|    | 平型ブロック       | 一層積         |

図 2.27 4p 付近の詳細図

又、洪水時の運転規制については一般に洪水により上昇する水位を桁下端より測定し、あらかじめ定めた規制水位に達したと認められると運転を規制することになっているが、富士川橋りょうにおける規制水位は昭和50年に見直され、徐行は桁下 6.0 m、停止は桁下 5.0 m に設定されており、その際の検討経緯は要約すると、以下のとおりである。

(1) 検討の前提

- ① 洗掘の著しい 4P 及び 5P について検討している。
- ② 計画高水流量は  $9,800 \text{ m}^3/\text{s}$  とし、計画河床高が未定であったことから、H.W.L. は橋脚天端下 6.9 m と推定している（なお、河川側は昭和49年に計画高水流量  $16,600 \text{ m}^3/\text{s}$  に変更しているが、この検討をおこなった時点ではその情報は未入手であった）。
- ③ 4P の周囲には根固工が施工されており、河床は桁下 12.19 m、根入れは 8.23 m である。

## (2) 橋脚の安定計算

河床が基礎下端まで洗掘されたと仮定し、安定計算を実施している。

計算結果は先の 2.9 に示すとおりであり、地震時の転倒を除いて問題はない。支持については、地盤の支持力を列車が走行した際の橋脚の沈下量から間接的に求めていることから精度に多少問題があるが、安全率としては 1.0 は確保している。したがって安定計算の結果からは、基礎下端まで洗掘が進行した場合が総合的にみて安全率が 1.0 であるといえる。

## (3) 規制水位の設定

国鉄の内部規定である「降雨に対する運転規制基準作成要領」によれば、洗掘等による規制水位の設定の際の安全率の標準としては、停止にたいしては 1.2、徐行に対しては 1.5 となっている。

ここでは余裕を取って、橋脚の安定計算による安全率が 2.0 となる必要根入長を求めたところ 1.8 m となり、この時の洗掘深さは、

$$8.23 - 1.80 = 6.43 \text{ (m)}$$

となる (図 2.28)。そこで、この 6.43m の洗掘が発生する水深を停止水位とすることになっている。

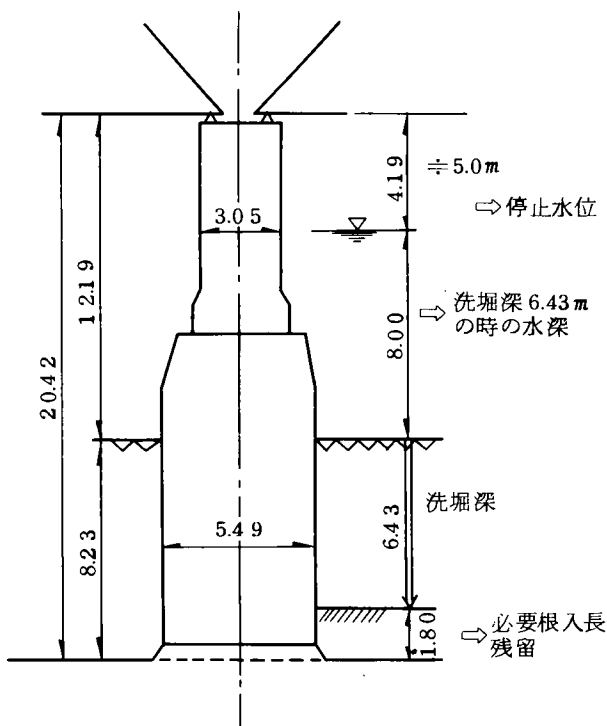


図 2.28 規制水位計算諸元

洗掘深の推定に静岡鉄道管理局では土屋氏の式

$$(\text{根入深さ}) / (\text{洪水時水深}) \approx 0.8$$

を用いた。その結果は、

$$(\text{洪水時水深}) = 6.43 / 0.8 \approx 8.0$$

となり、この時の桁下水位は、

$$12.19 - 8.0 = 4.19 \text{ (m)}$$

となる。

このことから、富士川の停止水位としては、端数切上げで5.0mとし、徐行水位は1mの余裕を持った6.0mと設定した（この規制水位は安全率を2.0としている点、河床に根固工が施工されていることから考えて十分安全であると考えられていた）。次に異常時の警備体制について述べると、富士川橋りょうを担当する富士保線区においては、全国の他の保線区と同じく沿線に配置した雨量計により警備に入る事になっており、その基準は表2.12の通りとなっていた。

この基準は管内全般に対するものであり、重要構造物である富士川橋りょうに対しては表2.13のようになっていた。なお、規制値の計算は上述の通りである。

表2.12 富士保線区警備基準

| 項目 | 細目        | 東 海 道 本 線        |       |                   |      |               |      |
|----|-----------|------------------|-------|-------------------|------|---------------|------|
|    |           | 第 1 種            |       | 第 2 種             |      | 第 3 種         |      |
|    |           | 一般               | 由比興津  | 一般                | 由比興津 | 一般            | 由比興津 |
| 降雨 | 連続雨量 (mm) | 250              | 180   | 250               | 180  | 180           | 150  |
|    | 時雨量 (mm)  | さらに40            | さらに30 | 又は45              | 又は40 | 又は40          | 又は30 |
|    | 橋りょうの警戒   | 警戒水位に達した時に固定警戒   |       |                   |      |               |      |
| 台風 | 区長の指示による  | 台風圏内に入り大雨が降り続くとき |       | 台風が接近して影響が出はじめたとき |      | 台風の接近が予想されるとき |      |
| 地震 | 震度4以上のとき  | 全線線路巡検           |       |                   |      |               |      |

表2.13 富士川増水に対する警戒及び規制基準 (S.50.12見直し)

| 警戒種別 | 警 備 内 容                     |
|------|-----------------------------|
| 1 種  | 富士川橋りょう東岸、西岸に固定警戒のほか巡回警備を行う |
| 2 種  | 巡回警備を行う<br>(5時間に1往復程度)      |
| 3 種  | 巡回警備を行う<br>(6時間に1往復程度)      |

|         | 上 り                | 下 り                |
|---------|--------------------|--------------------|
| 平 水 位   | 1 3.0 <sup>m</sup> | 1 3.0 <sup>m</sup> |
| 警 戒 水 位 | 7.5                | 7.5                |
| 徐 行 水 位 | 3.5                | 6.0                |
| 停 止 水 位 | 2.5                | 5.0                |

① 特別の箇所及び工事箇所は実情により警戒する。

② 上記の降雨量はおおよその基準値を示すものである。

③ 上記基準値に達しなくとも、支区長の判断により、上記相当量の降雨が予想されるとき、又は乗務員等の情報により警戒が必要と支区長が認めたとき、警備を発令する。

注) ここで「連続雨量」とは、降り始めてからの総雨量をいい、おおよそ半日以内の中断は、一雨の範囲内とみなしている。また「時雨量」は、1時間の降雨量である。

このような定めにもとずいて行われた被災当時の監視体制は以下の通りである。

- ① 8月1日21時頃、台風10号の接近により警戒を強めていたところ、富士駅の風速計が規制値を超えたため、45km/hの徐行措置をとった。なお、その後風が治まったためこの規制は解除されている。
- ② 21時40分頃、風雨が一段と激しくなったので、保線支区では第3種警備を発令し厳重な警戒体制に入った。
- ③ 8月2日0時10分頃、第2種警備に切替え、線路巡回を実施した。この段階（1時頃）での桁下水位は7.8mでまだ警戒水位に達していなかった。
- ④ 4時頃に検査長が2回目の巡回を実施した時、桁下水位が6.5mと警戒水位を突破していたので、本区へ連絡し警戒体制を要請した。
- ⑤ 5時頃、要請を受けた助役が到着した時、橋りょう中央部付近の水位が盛り上がるように急激に上昇したので、危険と考え停止手配をとろうとした時、5時10分頃すごい音響と共に第4橋脚が倒壊したので、直ちに両端駅に停止手配をとる一方、下り線に列車の進入がないことを確認した。

以上の経過に見るように沿線の風速で行われていた運転規制は解除されており、一方沿線の雨量による警備も2種警備で随時の巡回であったため、巡回者が警戒水位の突破を見て固定警備を要請し、警備が到着するまでの間に急激に水位が上昇して、徐行、停止水位を突破していたわけで、間一髪で列車事故は免れてはいるが際どい状況であったと言える。

## 2.5 鉄道橋の洪水災害防止のため検討すべき問題点

これまで述べてきた鉄道橋の現状、その構造的特徴ならびに洪水災害の状況及び富士川橋りょうの被災、安全管理の状況の検討結果を取りまとめ、本章の締めくくりとして鉄道橋の洪水災害防止のために検討すべき問題点について述べる。

まず、鉄道橋の現状等の前節までの検討結果をまとめると次のようになる。

- (1) 国鉄は、路線の建設が古く、建設主体が多様であるため、経年の古い多様な橋りょうを多数抱えており、これらの適切な管理は経営上重要な課題である。
- (2) 鉄道と道路や市街地とが立体交差を原則とするようになったのは、最近のことであり、したがって、河川にかかる橋りょうは、他の工作物と比べると経年が古い。さらに、橋りょうはトンネルと並んで工費が高く、古い時代ほど、なるべく短い延長で、かつ経済的構造で、すませようとする傾向にあった。このような事情に技術上の制約もあって、河川にかかる鉄道橋は、次のような特徴を有している。
- ① 河川の狭さく部を短径間で渡っており、かつ可能な限り短支間で、橋脚数を多くしている。
- ② 下部構造は、石造り又はレンガ造りが多く、通常の河床部分では、基礎は直接基礎又は木杭で、古いものはフーチングのないものもある。上部工は、上路形式の鉄桁が多い。又、流水部ではケーソン形式が多い。今回被災の富士川橋りょうは大河川にかかる古い橋りょうの代表形式であるケーソン形式である。

このような構造上の特徴であっても河川が安定していれば、特段の問題はないが、近年のように国土の変ぼうが進み、河床が低下、変動すると、根入れ不足となり、洪水時に被災し易く、毎年列車不通の原因となっている。したがって、これら河川にかかる橋りょうの安全管理が、他の形式の橋りょうにも増して重要であると言える。

- (3) 橋脚の根入れや洪水時の桁下の空頭などに関し、建設時から十分留意されるようになったのは、河川法の改正にもとづき河川工作物設置基準ができ、河川管理者からの要望が強くなってからで、鉄

道技術者の技術判断によっている限りは、どうしても経済性を重視し、短径間で、不十分な根入れの橋りょうとなる傾向にある。従って、古い橋りょうには根入れの浅いものが多い。昭和30年代以降は今村の研究などもあり根入比1.5Dを一応の目安としているが、これもどちらかと言うと保守上の目安で設計の指針となっておらず、まして更に古い時代の建設の橋りょうでは、その後の河床変動もあり、根入れが十分でない。富士川橋りょうも十分な根入れではなかったと言える。

- (4) 河川にかかる橋りょうの災害を見ると、全数の中での比率は少ないが、同じ重要建造物であるトンネルに比べると多く、ほとんど毎年、長期列車不通の原因となっている。歴年の傾向を見ると、昭和40年前後より増加し、近年は減少して来た。これは、国土の開発にともない河川が変ぼうし、多くの河川で河床低下の傾向を示し、一方橋りょうは構造的に根入れが不十分で、防護工も橋脚周辺中心の施工が多かったため、このようになったと考えられる。それ以前も不十分な防護であり、構造的にも旧式のものが多かったのに災害が少なかったのは、河床が安定又は堆積傾向にあったためと考えられる。このような状況にもかかわらず、列車脱線により、人身事故が生ずる等の重大事故は富良野川災害等の3件を除くと発生していない。しかし、今回の富士川橋りょうの災害内容より反省すると、これまででは多分に幸運に恵まれていたと言える事は既に述べた通りである。
- (5) 橋脚を洪水時の洗掘から防護するための防護工については5章において検討を加えるが、富良野川、高宮川、富士川の事例に見るように必ずしも技術的に十分適合した状況で使用されているとは言えない。すなわち防護工については仮設工作物という考えがあり、工法の選定などについての指針は、整備されていない。又、検査も本体構造物ほど丹念に行われていない。又、予算の制約などもあり、鉄道工作物の周辺のみを小範囲に固める傾向にあり、かえって周辺の河床を乱すなど弊害も生じている。
- (6) 国鉄橋りょうの保守管理については6章に詳述するが、略述すると全国の鉄道管理局に配置された構造物検査センターと保線区の職員により、検査標準にもとづいて定期的に点検がなされ、保守が施される仕組みとなっている。これらの保守作業に対する指針として、取替標準や検査の手引などが示されている。また、異常天候時には沿線に設置された雨量計・風力計などの示度により警備体制に入り、別に計算などで定めておいた洪水位に達した時には、列車の徐行・停止などの運転規制を行うよう定められ、保安が確保されている。しかし、これらの仕組みの発足は比較的新しく、この仕組みを支える技術はまだ不十分な点が多い。例えば、洪水時の洗掘深の正確な推定は、規制水位の設定、取替順位の判定などに欠かせないが、定まった方法がない。このため富士川橋りょうの例に見るように大きめの洗掘深を示す式が多用されているなど問題点が多い。また、洗掘の検査は、これも富士川の例に見るようにもっぱら線路方向の河床面を丹念に測定する事で行われ、河床の縦断方向のチェックは余りなされていない。又、警備の出動は沿線の雨量計によっており、大河川ではタイミングの合わない事が富士川橋りょうの被災で露呈された。

以上のような現状等に対するまとめにもとづいて洪水災害防止のための問題点を提起すると次のようになる。

- (1) 橋りょうの洪水災害を防止するためには、まずその被災機構の解明が必要である。すなわち、橋りょうの洗掘深の正確な推定、河床の変動と局所洗掘深との関係の把握、洪水流が橋脚に及ぼす力の正確な算定等が必要である。
- (2) 災害防止のために用いられる防護工の機能に関し、正しい工学的知見が必要である。
- (3) 橋りょうの被災の機構や防護工の機能等に関する工学的知見が有効かつ確実に生かされるため、日

常からの保守管理及び天候異常時の警備の両面に対し、合理的な体制の確立が必要である。

本研究では次章以降において順次これらの諸点を説明する事とする。

## 参 考 文 献

### 2 章

- 1) 施設年報, 日本鉄道施設協会, 1984
- 2) 図説防災資料, 国鉄施設局土木課, 1977 - 9
- 3) 土木構造物の現状と問題点, 国鉄施設局土木課, 1978 - 9
- 4) 鶴見一之 草間偉彦武: 土木施工法, 1912
- 5) 橋梁会議記録, 鉄道省建設局工事課, 1926
- 6) Laursen . E . M . , Analysis of relief scour, proc ASCE vol 89 HY 3
- 7) 最近流失した橋脚の洗掘深さについて, 今村平八郎, 鉄道土木 1 - 5, 1959
- 8) 河川管理施設等構造例 政令 199 号, 1976 - 7 - 20
- 9) 国有鉄道線路災害記録, 1980 - 4
- 10) 富良野線第一富良野川橋りょう列車脱線事故調査報告, 1969 - 4 - 25 国鉄本社
- 11) 村上 温: 東海道本線富士川橋りょう被災と復旧工事 (今後の橋りょう保守の考え方と国鉄), 土木学会誌 68 - 11, 1983 - 11

### 3. 洪水時における橋りょうの被災機構

#### 3.1 概 説

2.5 に述べたように橋りょうの安全管理のためには、まず、洪水時における橋りょうの被災機構の解明が必要である。したがって、本章では洪水時の橋りょう周辺の洗掘の状況、倒壊に至る力学的機構、橋りょうに加わる抗力等について研究し、橋りょうの被災機構を明らかにする事を目的とする。

2.4 に述べた富士川橋りょうの倒壊流失災害は、主要本線の主要橋りょうの災害であり、しかも検査や警備の体制がそれなりに整いつつあった近年に生じたものであるため、富良野川橋りょう、高宮川橋りょう等の鉄道橋りょう災害史上著名な他の災害に比べて格段に被災の状況を示す資料が多く残されている。逆に言うと、このように被災の状況が明らかな災害はまれであると言える。そこで本章では、まずこの災害の詳細を研究する事を橋りょうの被災機構の解明の端緒とする事とした。すなわち、まず災害状況の調査を行い、富士川橋りょうが倒壊に至る際の河道、水理条件を整理した。次に、従来の予測式を用いて今回の洪水による洗掘深を試算し、各種の予測式の妥当性を検証した。更に模型実験により橋りょうの被災状況を水理学的に検討した。そしてその結果を用いた構造計算により橋脚が倒壊に至るまでのメカニズムを解明するとともに、実際に施行されていた防護工の洪水時の挙動をチェックしてその防護効果を定性的、定量的に確認した。なお橋脚の転倒を検証する計算では抗力係数を定める事が必要であるが、ここでは実験により得た抗力係数を用いて橋脚の安定計算を行い、倒壊現象の裏付けをした。

次いで富士川橋りょうの被災機構の解明の結果得られた工学的知見が広く他の条件にも適用し得るものである事を検証するため、洗掘<sup>1)</sup>及び抗力に関し一般的な橋脚の断面や配列の条件を設定して実験を行った。以下これらについて記述する。

#### 3.2 富士川橋りょう被災時の水理・河道条件

##### 3.2.1 水理条件

まず、富士川橋りょう被災時の水理条件について記すと次のようである。

##### (1) 流 量

昭和57年台風10号における洪水のピーク流量は北松野地点（10.5 km 地点）で既往最大流量にあたる約  $14,500 \text{ m}^3/\text{s}$ （ $h-Q$  曲線から推定）であった。

表 3.1 は昭和45年から昭和55年までの北松野観測所における富士川の流況を示したものである。この間の年平均最大流量は約  $3,700 \text{ m}^3/\text{s}$  である。昭和44年以前における大規模な出水としては昭和34年8月の台風7号による  $9,800 \text{ m}^3/\text{s}$ （北松野地点）がある。

したがって、昭和57年台風10号による出水は昭和34年台風7号ならびに昭和54年台風20号による出水を上まわる規模のものであったと言える。

表 3.1 富士川北松野観測所 ( 10.50 km ) 流量表

| 年 次   | 流 量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) |       |       |       |       |      |        | 年 総 量<br>$\times 10^6 \text{ m}^3$ |
|-------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|--------|------------------------------------|
|       | 最 大                           | 豊 水   | 平 水   | 低 水   | 渇 水   | 最 小  | 年平均    |                                    |
| S 4 5 | 3,679.54                      | 43.67 | 8.74  | 5.66  | 0.61  | 0.12 | 61.88  | 1,951.59                           |
| S 4 6 | 1,874.61                      | 51.28 | 8.83  | 1.86  | 0.32  | 0.02 | 66.83  | 2,107.63                           |
| S 4 7 | 4,077.41                      | 99.15 | 18.75 | 10.50 | 5.10  | 0.04 | 111.72 | 3,532.85                           |
| S 4 8 | 706.42                        | 30.07 | 12.06 | 6.57  | 5.41  | 1.56 | 26.08  | 822.46                             |
| S 4 9 | 6,407.19                      | 51.76 | 16.41 | 7.86  | 5.61  | 4.43 | 78.03  | 2,460.60                           |
| S 5 0 | 5,971.00                      | 74.55 | 33.27 | 13.54 | 3.26  | 0.36 | 77.96  | 2,458.52                           |
| S 5 1 | 2,768.80                      | 82.59 | 40.71 | 21.35 | 9.41  | 8.03 | 72.78  | 2,301.53                           |
| S 5 2 | 5,313.31                      | 71.51 | 19.50 | 12.28 | 6.38  | 5.59 | 78.46  | 2,474.36                           |
| S 5 3 | 465.51                        | 26.63 | 12.67 | 9.70  | 6.87  | 4.45 | 30.54  | 963.27                             |
| S 5 4 | 10,155.04                     | 94.02 | 34.67 | 12.02 | 6.69  | 4.14 | 98.23  | 3,097.80                           |
| S 5 5 | 1,497.94                      | 92.92 | 37.38 | 15.19 | 10.02 | 5.87 | 76.33  | 2,413.70                           |
| 平 均   | 3,737.89                      | 65.29 | 22.09 | 10.59 | 5.43  | 3.15 | 70.80  | 2,234.94                           |

「流量年表による」

## (2) 洪水継続時間

昭和54年台風20号及び昭和57年台風10号による出水時の北松野・松岡両観測所における水位ハイドログラフをそれぞれ図 3.1 及び図 3.2 に示した。図では2洪水のハイドログラフの相違を明瞭にするため、水位ピークの時刻を一致させて描いている。台風10号による出水はピーク水位が、大規模な出水であった台風20号の時のピーク水位を上回るだけでなく、この時のピーク水位を越える水位が松岡地点(3.8km地点)では橋脚の倒壊まで約3時間も継続していた事がわかった。

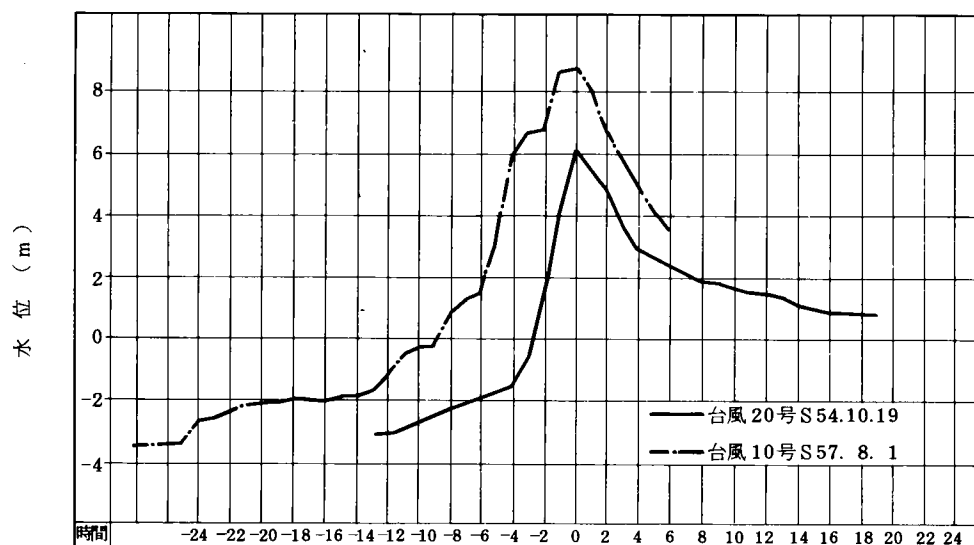


図 3.1 北松野水位ハイドログラフ



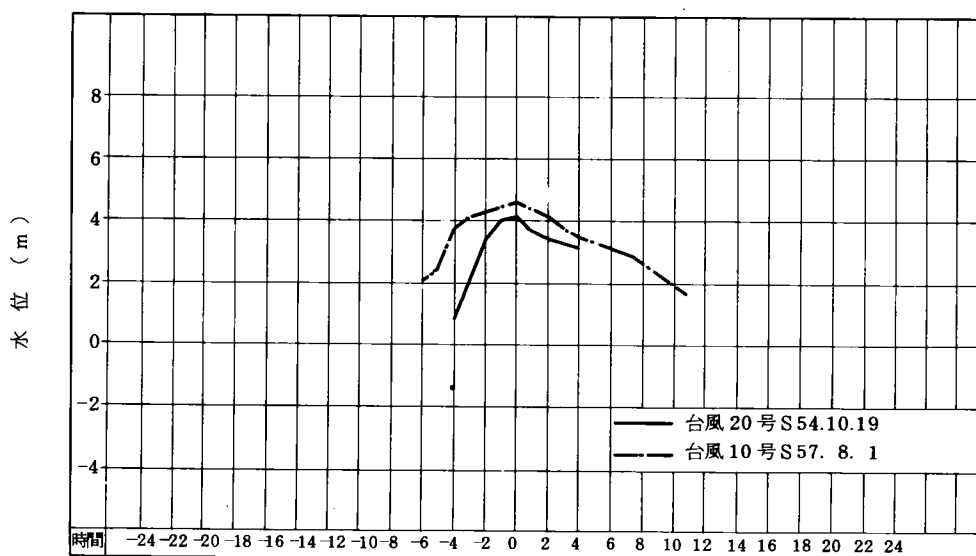


図 3.2 松岡水位ハイドログラフ

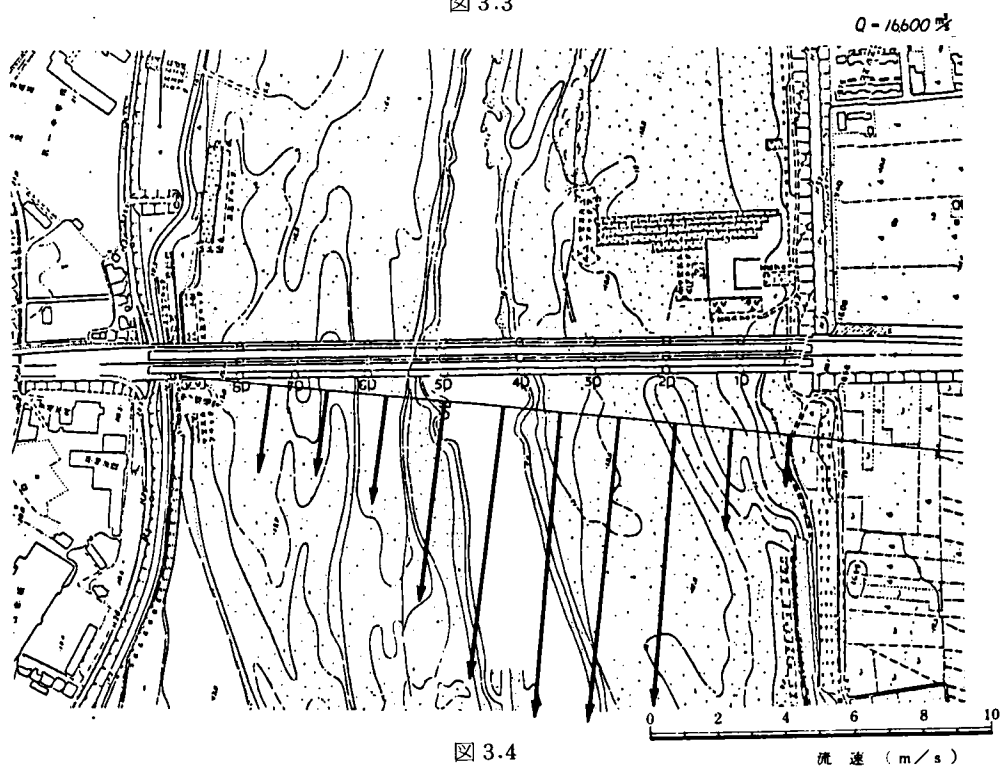
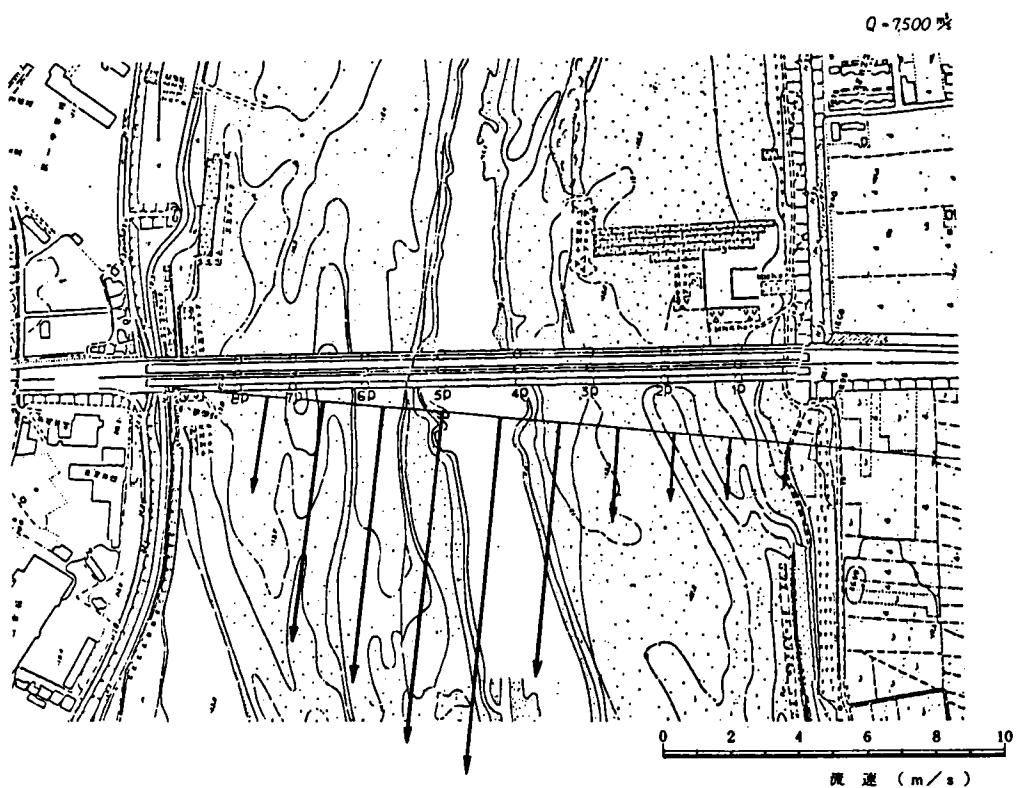
(3) 橋りょう付近の流況

1) 被災時における富士川橋りょう付近の流況は目撃者の証言及び桁下水位記録等により次の様に考えられる。

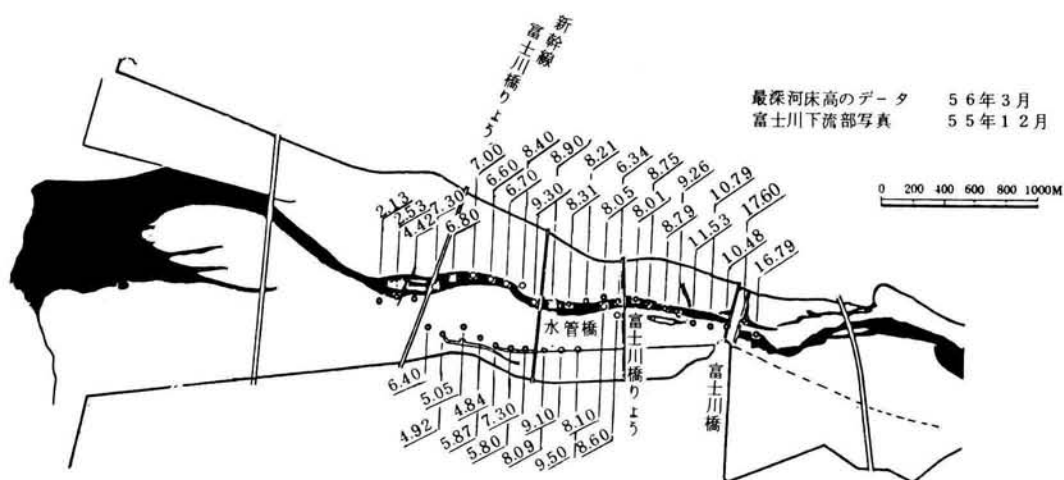
- ① 流心は4 P 付近であり，流心部分は水面が盛り上がっている。
- ② 流心付近は大きなうねりが生じている。
- ③ 4 P には東京方より大阪方に向け流れが斜め方向からあたっている。
- ④ 流心は流速が速く，川岸では遅い。
- ⑤ 上り線4 P の波のはい上がり高さは最大で約4 mである（表面流速は約9m/s と推定される）。

2) 富士川河道模型（縮尺1/100）による流量 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 及び $16,600\text{m}^3/\text{s}$ のときの富士川橋りょう付近の流況を図3.3及び図3.4に示す。実験は昭和50年河道断面をもとに移動床で行われている。<sup>2)</sup>図中のベクトルは河川断面H30で測定された平均流速を表している。河川断面H30が橋りょうの下流方にあり，しかも橋軸と角度をもっているため，4 P に対する接近流速を正確に表わす事は難しいが，この結果からは約10度の斜行した流れが橋脚にあたる事が推定できる。

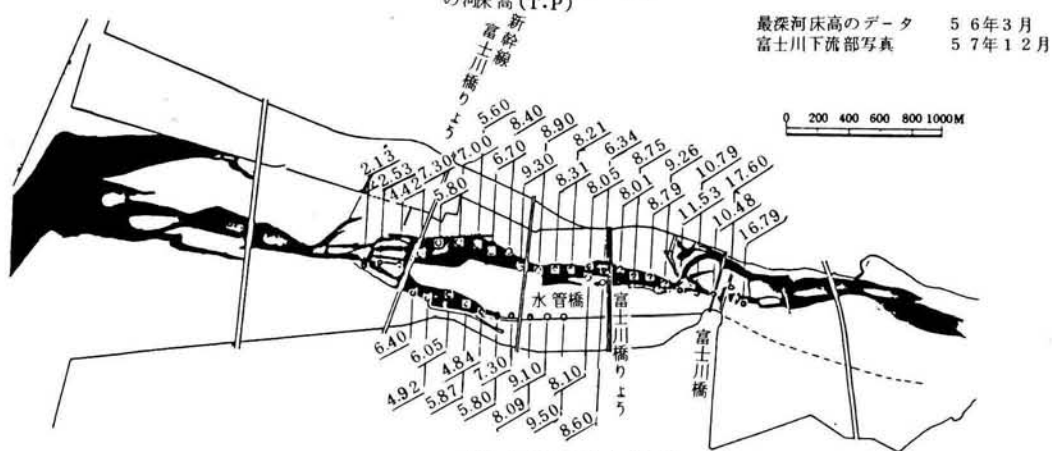
又， $7,500\text{m}^3/\text{s}$ と $16,600\text{m}^3/\text{s}$ 各流量段階における橋りょう付近の流況の相違点は $7,500\text{m}^3/\text{s}$ の時に4 P ～5 P 間で発生していた最大流速が $16,600\text{m}^3/\text{s}$ では3 P ～4 P 間で発生している事である。



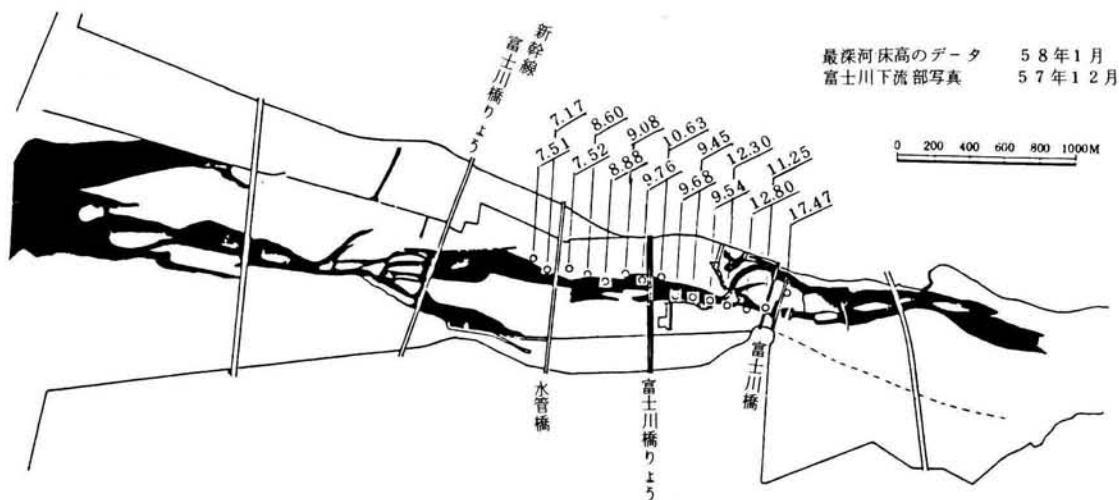
- 3) 図 3.5 は空中写真を使って調査した被災前後の橋りょう付近の $\dot{m}$ の変化の様子である。橋りょう直上流部で出水前に比べて $\dot{m}$ が左岸方（岩淵溶岩の方向）へ移動し、かつ幅が広がっている。



各断面の最深河床高 (T.P)  
各断面で二番目に深い部分  
の河床高 (T.P)



各断面の最深河床高 (T.P)  
各断面で二番目に深い部分  
の河床高 (T.P)



各断面の最深河床高 (T.P)

図 3.5 富士川みお筋の変化

これらをまとめると、被災時には4P付近が流心となっていた事、又、流れは橋脚断面の長軸方向に対して約10度斜行しており、その平均流速は8m/s以上であった事が推定できる。

### 3.2.2 河道条件

近年の富士川橋りょう付近の河床変動の状況及び転倒した橋脚と河床との関係等については次のようであった。

- (1) 富士川における最深河床の経年変化は図3.6のようであった。これから、新幹線橋りょう直上流H21断面（距離程2.4km）付近及び東海道本線富士川橋りょう付近は、局所的な河床低下（いわゆる深掘れ）が進行していた事がわかる。

富士川橋りょう直上流H30断面（距離程3.4km）付近の河床は昭和50年頃に一度著しく低下し、その後出水前までにわずかに上昇している。橋りょう上流部では昭和56年の最深河床高は昭和50年に比べて低下している。

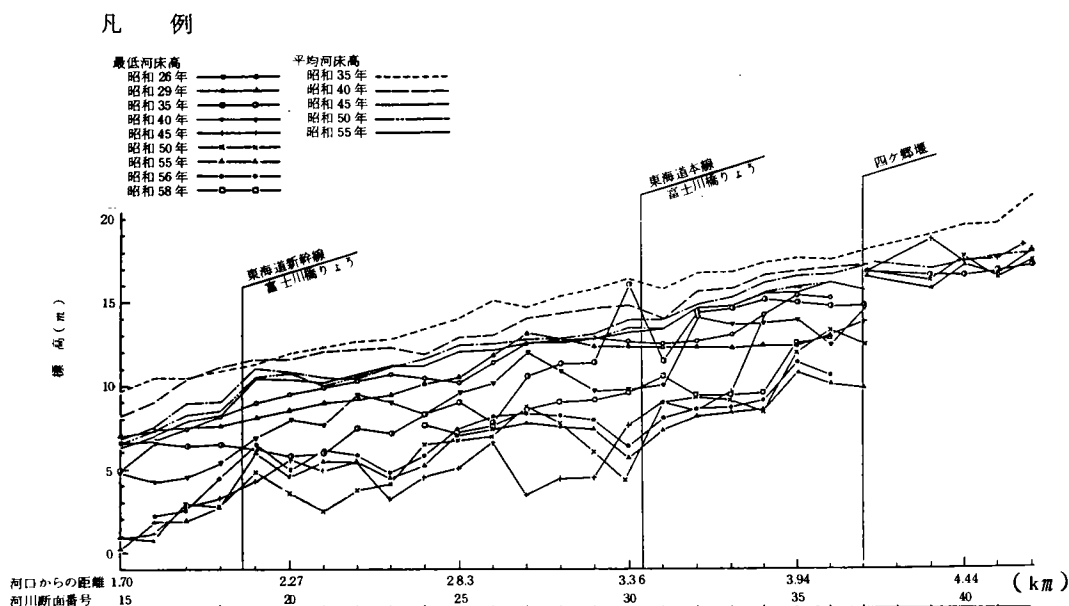


図 3.6 富士川河床高経年変化図

図3.7は代表的な河川における平均河床高と最深河床高の経年変化を示したものである。富士川に関しては上記H21断面のデータが示されている。これから、砂利河床の大河川では平均河床高の低下は鎮静化の方向に向かっているものの、局所的な河床低下（深掘れ）は更に進行しており、なかでも富士川では昭和50年頃までその現象が現れていた事がわかる。

これらの状況をまとめると次のようになる。

富士川橋りょう付近の河床は昭和42年頃まで低下していたが、その後根固めブロックの補強も行われ河床は下げ止まったと考えられていた。しかし、上述の調査に見るように昭和40年頃から50年頃まで局所的な最深河床の低下（深掘れ）が継続していた。すなわち、橋りょう付近では深掘れがあり、一方全体的な河床低下は鎮静化傾向にあるという事が明らかとなった。

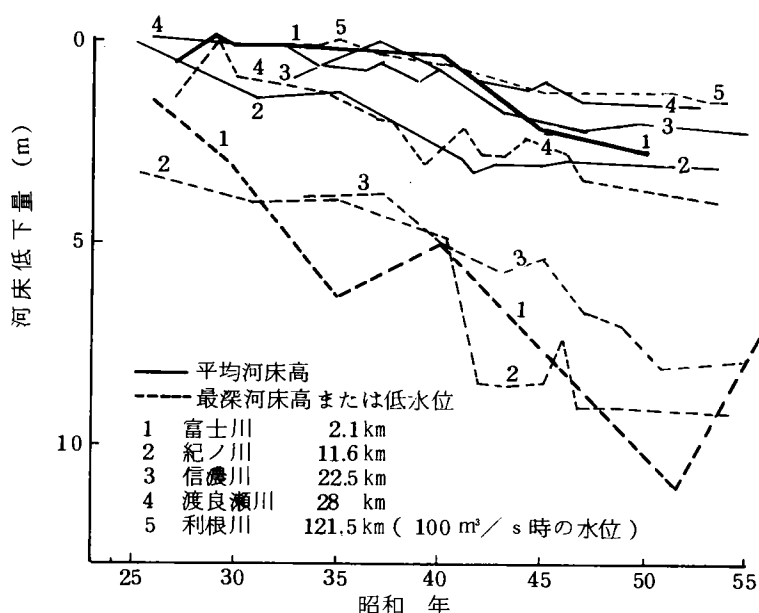


図 3.7 平均河床高と最深河床高の経年変化  
(第14回道路会議論文集P.261 資料にS.56 年データを加筆)

(2) 被災後橋脚の転倒状況を詳細に測量した他、付近の河床の状況を調査した。又、応急工事のため4P 付近において瀬回し直後に河床高調査とボーリング調査が実施された。この結果、次のことが明らかになった。

- ① 倒壊した下り線 4 P および廃線橋脚の基部の河床面は、被災前と比べ僅かに低下している。
- ② 倒壊した 4 P は土砂に埋まっている。その土砂は砂礫であり、3 P の付近のアーマ化された河床面に比べて粒径が小さい。
- ③ 埋まっている橋脚の最も深い位置は廃線橋脚の井筒底面より更に深い所にある。
- ④ 倒壊した 4 P の井筒は被災前より沈下している。
- ⑤ 橋脚は石積みの断面変化部分で折れ、折損部から下の部分は大阪方に向かって横に倒れている。
- ⑥ 標準貫入試験による N 値は 50 以上である（玉石、転石を含むため、コーンが石の頭をたたいている可能性がある）。
- ⑦ 作業員の証言によると、ボーリングの際に使用するベントナイトの戻り具合が刃口から 4～5m までの区間で悪い。
- ⑧ 橋脚付近の異形ブロック根固工はそのほとんどが流失している。

これらを総合すると、瀬回し直後に出現していた河床は流況変化によって埋め戻されたか、あるいは瀬回しの際に流出した大量の土砂によって形成されたものと考えられる事ができる。

玉石混り砂礫の地盤のため貫入試験の値が最終的な洗掘深さを示す指標とはならなかったが、部材

の配置状況から考えて、4 P 付近では T.P.4.5m～T.P.3.5m 程度まで（すなわち、被災前の橋脚周辺の平均河床より 5.5m～6.5m 程度）洗掘されたものと考えられる。

### 3.2.3 水理・河道条件と橋りょう被災状況との関係

以上の水理・河道条件及び橋脚の状況、地層の状況等の調査より被災の状況及び原因について考察を加えると次の事が言える。

- ① 従来の最大出水規模（流量約  $10,000\text{m}^3/\text{s}$ ）の約 1.5 倍にも達する観測史上初めての出水（推定流量約  $14,500\text{m}^3/\text{s}$ ）であり、既往のピーク水位を越える状態が橋脚の転倒まで約 3 時間も継続していた。又、当時の富士川の特徴からかかる大洪水時には 4 P が流心となり、すなわち横断面内のこの位置で流速が最大となり、かつ橋脚に約 10 度の角度で流水が集中していた。
- ② 河床は従前下降傾向を示していたが近年は小康状態にあった。しかし、河床の一部をとらえると深掘れの傾向もあったと言える。その結果根入れはかなり少なく根入れ比 0.8 程度であった。
- ③ 橋脚は石積みの断面変化部分で折れ、真横に大阪方に転倒しており、従来あった底面位置より若干深く沈んでいた。ボーリング結果によれば従来の橋脚底面より若干深くまで付近に比べて河床の砂の粒径が小さかった。
- ④ 最終的な河床面の高さは被災後の方が被災前より若干低いがほとんど変わらない。
- ⑤ 根固めブロックはほとんど流出していた。
- ⑥ 以上の結果を総合すると 4 P 付近には流水が集中し、かつ、流水の方向が偏心したため、相当の局部洗掘が生じたと考えられる。その深さは従来の底面より少なくとも若干は低いレベルまで達したと考えられる。又、従来橋脚の防護の役割を果たしていたブロックはほとんど流出してしまって橋脚は無防備の状態であった。

## 3.3 橋脚周辺の洗掘深の予測

### 3.3.1 概 説

洪水時には橋脚周辺に副流が発生し、その結果馬蹄型渦が生じ、その下降により橋脚周辺が洗掘される。したがって橋りょうの被災機構を解明するには、このような橋脚周辺の深さを正確に予測する事が最も重要である。しかし、このような橋脚周辺の洗掘の大きさについては橋脚の形状、河床の状況、洪水の水理条件等関係する因子が多いため正確な予測は容易ではない。

このため古くから多くの研究者によって洗掘深の予測式が提案されているが、それらについては、

- 1) 実験室における模型実験による局所洗掘の研究
- 2) 理論解析による洗掘現象の研究
- 3) 現地調査により複合現象である洗掘を統計的に処理し洗掘深の推定を行おうとする研究

のように研究の方向を分類することができる。（表 3.2）

1938～1942 年に石原により系統的に行われた大規模な研究は 1) のタイプに属する。<sup>6)</sup> 中川・鈴木、吉川・福岡らが橋脚前面に生じる馬蹄型渦に着目し、洗掘モデルを提案しているのは 2) のタイプと言える。<sup>7)</sup> 国鉄の今村による過去の被害例の整理は 3) のタイプに、土研・須賀による研究は 1) のタイプに 3) を加えたタイプに属しており最も実用的である。但し、この研究は河川としては一級河川等の大河川が対象で水理的に見て水深粒径比の小さい分野の検討はなされていない。もちろんこれらのタイプを組合わせ総合的に研究したものもある。

本節ではこのような過去の研究の結果提案されている式を用い、3.2 で整理した水理・河道条件を用い

表 3.2 橋脚の局所洗掘深計算式一覧表(1)

| 発表者名  | 計 算 式   | 着目パラメーター   | データ種別                   | 記 事  | 分類         |
|---|---|--|-------------------------|--|------------|
| 石原(石原式)   | 図表による<br>( $Z = 1.0 \sim 1.5D$ については出典不明)   | D : 橋脚幅  | 実 験                     | 限界流速の領域, 過水時間20分<br>橋脚形状, 迎角の効果も評価している   | B          |
| Ingls   | $h + Z = 0.95 (Q/f)^{1/3}$  | Q : 流量<br>f : シルトファクター   | 現場データ                   | $f = 1.76(d)^{1/2}$<br>d : 砂の中央粒径 (mm)   | Q          |
| Andru   | $Z = 0.8h$  | h : 水深   | 実 験 及 び<br>現場データ        | 水制, 橋脚, 橋台などの局所洗掘の現場データを含む。  | H          |
| Tarapore  | $Z = 1.35D (h/D > 1.15)$<br>$Z = 1.17h (0 < h/D \leq 1.15)$   | D : 橋脚幅<br>h : 水深  | 実 験                     | 水深が浅いときは水深の影響, 水深が深くなると橋脚幅の影響を受ける。   | H B        |
| Laursen   | $\frac{D}{h} = 5.5 \frac{Z}{h} \left[ \left( \frac{1}{11.5} \frac{Z}{h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$  | D : 橋脚幅<br>h : 水深  | 実 験                     | 橋脚形状, 迎角の効果も評価している   | H B        |
| 今村(国鉄)  | $H = 1.6D$  | D : 橋脚幅<br>(但し, Hは根入長)   | 被災橋脚の<br>現場データ<br>(57件) | 国鉄の10年間の被災橋脚(沈下, 流失等が発生したもの)の根入長との関係但し, Hは根入長なので洗掘深ではない。現行では1.5Dとして運用される。      | B          |
| Larras  | $Z = 3.33kD^{3/4}$  | D : 橋脚幅  | 実 験                     | 円柱: $k = 1.0$ , 角柱: $k = 1.4$<br>(cm単位)  | B          |
| Breusers  | $Z = 1.4D$  | D : 橋脚幅  | 実 験                     |  | B          |
| Neil  | $Z = 1.5D (h/D)^{0.3}$  | D : 橋脚幅<br>h : 水深  | 実 験                     | 但し, 対象は矩形橋脚  | H B        |
| Maza. Sanchez   | $Z = \left[ k_f \cdot k_s \left( \frac{\rho_s}{\rho_f} \right) \left( \frac{d_m}{D} \right) N_s^2 \cdot 3100 \frac{d_m}{D} \right] D$   | $k_f = f(\text{形状, 迎角}), k_s = g\left(\frac{h}{D}\right)$<br>$N_s = \frac{V}{\sqrt{\rho_s \rho_f - 1} g \cdot d_m} D$ : 橋脚幅  | 実 験                     | セディメント数を取り入れられる  | SeB<br>D   |
| Shen. Schneider.<br>Karaki<br>(アメリカ道路局)                                   | $Z = kh \left[ (V/\sqrt{gh})^2 (D/h)^3 \right]^{1/5}$   | D : 橋脚幅<br>h : 水深<br>$V/\sqrt{gh}$ フルード数   | 実 験                     | 河床材料3.0mm以下。河床が安定している川 $k = 1.1$ , やや不安定な川 $k = 1.8$<br>非常に不安定な川 $k = 2.5$     | F B<br>H   |
| Carstens  | $Z = 0.546D \left( \frac{N_s^2 - N_{s1}^2}{N_s^2 - N_{s2}^2} \right)^{3/4}$   | D : 橋脚幅<br>$N_s$ : セディメント数   | 実 験                     | $N_{s1}$ : 静的洗掘の始まるセディメント数<br>$N_{s2}$ : 動的洗掘の始まるセディメント数                       | SeB        |
| インド鉄道省  | $h + Z = 2.31q^{0.37}$  | q : 単位幅あたりの流量  | 現場データ                   | 同規模の洪水でも雨期とそれ以外のものとはZが異なり, 土砂のシルトファクタ(粒径の関数)が原因と推定している。                        | Q          |
| 吉川, 小川  | $Z = h \cdot f(F_r)$  | $F_r$ : フルード数<br>h : 水深  | 実 験                     | 円柱模型。フルード数に着目している。<br>$F_r = \frac{V}{\sqrt{q \cdot h}}$                       | F H        |
| 河村  | $Z = h \left( 2.1 \frac{q}{h} - 1 \right)^{2/3}$  | q : 単位幅あたりの流量<br>h : 水深  |                         |  | Q H        |
| Shen  | $Z = 0.00022 Re_p^{0.619}$  | $Re_p$ : ビアレインolz数   | 実 験 及 び<br>現場データ        | $Re_p = \frac{V \cdot D}{\nu}$ 既存の実験データ及び<br>現場測定データの解析                        | Re         |
| 中川, 鈴木  | $\frac{Z}{D} = 3.4 - 0.9 \log \frac{D}{d_m} \dots 2000 > D/d_m > 20$<br>$\frac{Z}{D} = \frac{N_s - KN_{s2}}{N_{s2}(1-k)} \frac{Z_{max}}{D} \dots N_s \leq N_{s2}$                                 | $N_s$ : セディメント数<br>D : 橋脚幅<br>$Z_{max}$ : D, dm一定の場合の最大洗掘深   | 実 験                     | 実験データから定式化, 現場実測により確認円柱模型  | SeB<br>D   |
| Breusers, Nicollet.<br>Shen   | $\frac{Z}{D} = f_1 \left( \frac{V}{V_c} \right) \cdot [20 \tanh \left( \frac{h}{D} \right)] \cdot f_2(\text{形状})$<br><設計式><br>$\cdot f_3 \left( \beta \frac{L}{D} \right)$<br>安全側の係数は1.5 → 2.0になる | $f_1 = 0 \quad V \leq 0.5V_c$<br>$= (2V/V_c - 1) 0.5 \leq V/V_c < 1.0$<br>$= 1 \quad V > V_c$<br>$f_2(\text{形状}) = 1$ (円形又は小判形)<br>$= 0.75$ (流線形)<br>$= 1.3$ (矩 形) |                         | IAHR 報告より。これまでに発表されている95編の論文を総括して作成された。<br>$f_3(\beta, L/D)$ はローレンスのものを使用している。 | H B        |
| 須賀, 高橋, 坂野  | 図表による<br>h/Dの範囲により, 4枚の図表が用意されている。h/dm, $F_r$ の関係でZ/Dが求まる。  | h : 水深<br>D : 橋脚幅<br>dm : 河床材料粒径<br>$F_r$ : フルード数  | 実験データ                   | 円柱模型, 多くの実験データを抽出された4個のパラメーターで整理した。<br>河床波の領域も同図表に示されている。                      | H B<br>F D |
| 洗掘深計算式の比較を行なうため, 原文に記載されている記号を変更している。洗掘深も静的, 動的洗掘の状態で使い分けるべきところをZで統一している。 |   | 式の分類は次による<br>B : 橋脚幅に着目<br>Q : 流量に着目<br>H : 水深に着目<br>Se : セディメント数に着目<br>F : フルード数に着目<br>D : 河床材料粒径に着目  |                         |  |            |

て富士川りょうの洗掘深を計算し、実際の被災結果と照合することにより洗掘深の予測に関する工学的知見を得るよう努めた。

以下その結果について述べる。

### 3.3.2 計算条件の設定

計算を行うについての条件を次のように設定した。

#### (1) 基準面のとり方

倒壊した4Pの周辺の平均的河床は昭和56年11月の測定でT. P. 10mである。しかし、根固工天端はT. P. 11.5mであり、更に10m程離れた位置に最低河床T. P. 9mが存在する。ここでは、それぞれのケースすなわち平均的河床、根固工天端、最低河床の各々について計算を行った。なお東海道新幹線については、付近の平均河床面を基準面とした。

#### (2) 橋脚諸元の扱い方

最も影響が大きい橋脚幅については橋脚の側面図を参考にして決定した。

橋脚幅の平均化には次の方法がある。

1) 検討する基準河床面から上の投影面について幾何平均をする。

2) 流速分布が水深の二乗に比例するとして、断面形が変化する部分にそれぞれ重みをつけてから平均する方法(小川の方法)。

どちらの方法を採用するかについて一般的な見解はない。確かに2)の方法は仮定としても説得力はあるが、一般に認められたものではなく、現場技術者の扱う方法としては1)の方法を使うほうが便利である。具体的な計算を行うと、1)のほうが2)よりも若干橋脚幅を大きく見積っていることがわかる。今回は1)の方法を使用した。

#### (3) 併設橋脚の扱い方

在来線では新旧三基の橋脚が併設されている。しかし、便宜的に橋脚が一基のみ設置されているものとして計算しても大きな誤差はないと想定した。

#### (4) 洗掘発生時の水位

在来線に関してはほぼ最高水位で倒壊しているので、2日の最高水位とし、新幹線に関しては事象が発生したと考えられる3日の最高水位とした。

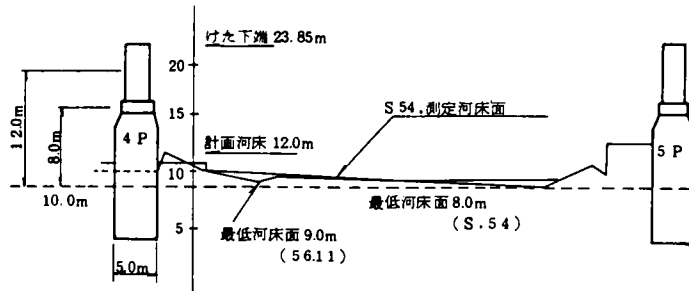
#### (5) 平均流速及び河床材粒径

ビデオ、写真等から推定した概算値を採用した。

なお、計算条件を図3.8、図3.9及び表3.3、表3.4に示した。



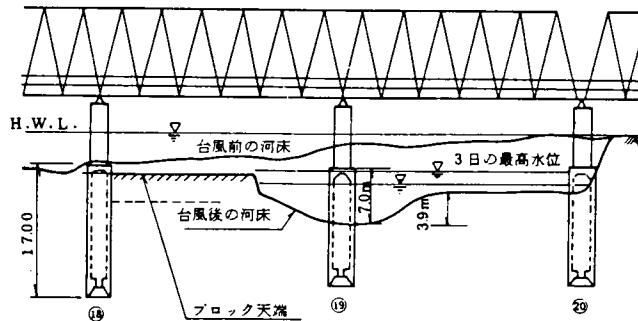
東海道本線富士川橋りょう 4 P



※ 水位に関しては被災当日の最高水位を採用した。

図 3.8 橋脚の局所洗掘深の計算条件

東海道新幹線富士川橋りょう 19 P



※ H.W.L. は 2 日の最高水位であり、計算には高水数が浸食されて被災した 3 日の最高水位を採用した。

図 3.9 新幹線橋りょうの計算条件

表 3.3 各ケースの計算条件

| ケース 1                        | ケース 2                 | ケース 3                 |
|------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 根固工天端を基準にした場合                | 平均的河床を基準にした場合         | 最深河床を基準にした場合          |
| $h=8m$ $A_s=32.2m^2$         | $h=10m$               | $h=11m$               |
| $D(平均)=4.2m$                 | $D(平均)=4.4m$          | $D(平均)=4.5m$          |
| $q=68m^3/s$                  | $q=85m^3/s$           | $q=94m^3/s$           |
| $d_m=10cm$ 又は $5cm$          |                       |                       |
| $V_m=8.5m/s$ (表面流速 $10m/s$ ) |                       |                       |
| $Rep=3.6 \times 10^7$        | $Rep=3.7 \times 10^7$ | $Rep=3.8 \times 10^7$ |

表 3.4 新幹線橋りょうの  
計算条件

|  |
|--|
| 減水後の平均河床<br>を基準  |
| $h = 3 \text{ m}$<br>$D(\text{平均}) = 6 \text{ m}$  |
| $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$  |
| $d_m = 7 \text{ cm}$ 又は $3.5 \text{ cm}$<br>$V_m = 5 \text{ m/s}$<br>(表面流速 $6 \text{ m}$ ) |
| $Re_p = 3.0 \times 10^7$   |

### 3.3.3 比較検討結果及び考察

予測式による計算結果を表 3.5 に示した。表 3.5 の結果をより視覚的に表わすため、図 3.10、図 3.11 に状況調査の結果と対比して示した。この結果次の事が言える。

#### (1) 東海道本線富士川橋りょう下り線の場合

- 1) 計算の基礎となる基準面のとり方の差が大きく影響する。
- 2) 根固工の極端に高くなっている部分を河床高と見なすことは危険側になる。
- 3) 表 3.5 の⑦⑫⑬⑯⑰式は実情に合わないが、他の式では式の持つ色々な条件を考え合わせると、適合しないとは言えない。
- 4) 諸々の状況より実際の洗掘深は刃口より若干深くまで達したと考えると、一般に多用されている石原・Laursen・中川の式は若干多めに計算される。国鉄の用いている  $1.5 D$  という目安も同様であり実用上は安全側であると言える。Tarapore・須賀は若干少な目になるが実情にかなり近いと言える。

#### (2) 新幹線富士川橋りょうの場合

- 1) 被災前の河床面に比べると相当大幅に洗掘されているが、これは明らかに側方侵食であり、かつ、みお筋の変化を予測せず隣接区間までしか防護工が無かった事によるものである。
- 2) ①⑥⑯⑰式は計算値が大き過ぎ実状に合わない。
- 3) 河床形状から想定した洗掘深さに対しては Carstens・中川・須賀の式が良く合う。

表 3.5 洗掘深計算値の比較

楕円形に換算 (\*無補正)

| № | 発表者名                        | 東海道本線富士川橋りょう<br>(下り線) 4P                  |                               |                               | 使用した<br>パラメーターの数値                                       | 新幹線富士川<br>橋りょう 19P            | 使用した<br>パラメーターの数値                  |
|---|-----------------------------|---|-------------------------------|-------------------------------|---|-------------------------------|------------------------------------|
| ① | 石 原                         | 6.30*                                     | 6.60*                         | 6.75*                         | 係数は 1.5 を使用   | 9.00                          | 係数は 1.5 を使用                        |
| ② | Inglis                      | —   | —                             | —                             |   | —                             |                                    |
| ③ | Andru                       | 6.40*                                     | 8.00*                         | 8.80*                         |   | 2.40                          |                                    |
| ④ | Tarapore                    | 5.04                                      | 5.29                          | 5.40                          |   | 3.12                          |                                    |
| ⑤ | Laursen                     | 6.85                                      | 7.50                          | 7.85                          | K $\tau$ の補正なし  | 6.70                          | K $\tau$ の補正なし                     |
| ⑥ | 今 村                         | 6.72*                                     | 7.04*                         | 7.20*                         |   | 9.60                          |                                    |
| ⑦ | Larras                      | 2.75                                      | 2.84                          | 2.90                          | K=1.0 の円形で計算し、<br>さらに楕円形に換算<br>(cm 単位)                  | 3.59                          | K=1.0 の円形で計算<br>(cm 単位)            |
| ⑧ | Breusers                    | 5.23                                      | 5.48                          | 5.61                          |   | 7.48                          |                                    |
| ⑨ | Neil                        | 6.80                                      | 7.51                          | 7.85                          | 原式が矩形用のため楕<br>円に換算する                                    | 6.51                          | 原式が矩形用のため円<br>形に換算                 |
| ⑩ | Maza, Schanz                | —   | —                             | —                             | 静的洗掘予測式なので<br>使えない                                      | —                             | 静的洗掘予測式なので<br>使えない                 |
| ⑪ | Shen, Schne-<br>ider Karaki | 5.88*(K=11)<br>9.62*(K=18)<br>13.3*(K=25) | 6.29*<br>10.3*<br>14.3*       | 6.53*<br>10.6*<br>14.8*       | K の値に幅がある<br>河床材料の平均粒径が許<br>容範囲をこえる) ⑩                  | 4.83<br>7.91<br>10.9          | (河床材料の平均粒径が)<br>許容範囲をこえる           |
| ⑫ | Carstens                    | 2.66*                                     | 2.79*                         | 2.85*                         | Ns1=1.60, 1.63, 1.65<br>Ns2=3.20, 3.26, 3.30<br>dm=10cm | 4.42                          | dm=7cm                             |
| ⑬ | インド鉄道省                      | 3.00*                                     | 1.95*                         | 1.40*                         |   | 3.29                          |                                    |
| ⑭ | 吉 川                         | —   | —                             | —                             | 係数 $\alpha$ , $\beta$ の値が未定<br>である                      | —                             | 係数 $\alpha$ , $\beta$ の値が未定<br>である |
| ⑮ | 小 川                         | 上限 9.05<br>平均 6.94<br>下限 5.43             | 上限 10.2<br>平均 7.80<br>下限 6.10 | 上限 10.7<br>平均 8.22<br>下限 6.43 | dm=10cm<br>(dm=5cm の場合)<br>面で最大値発生                      | 上限 4.61<br>平均 3.56<br>下限 2.81 | dm=7cm                             |
| ⑯ | 河 村                         | 2.69*                                     | 3.05*                         | 3.24*                         |   | 9.74*                         |                                    |
| ⑰ | Shen                        | 10.5*                                     | 10.6*                         | 10.8*                         |   | 9.35                          |                                    |
| ⑱ | 中 川, 鈴木                     | 8.14<br>(7.00)                            | 8.45<br>(7.26)                | 8.60<br>(7.39)                | ( ) 内は dm を 5cm と<br>した場合 ⑱'                            | ho<D のので<br>3.00<br>(3.00)    | ( ) 内は dm を 35cm と<br>した場合 ⑱'      |
| ⑲ | Breusers.<br>Nicollet, Shen | 7.18<br>(5.38)                            | 7.68<br>(5.75)                | 7.93<br>(5.94)                | ( ) 内は係数を 1.5 と<br>した場合で ⑲' に相当                         | 4.92<br>(3.68)                | ( ) 内は係数を 1.5 とし<br>た場合で ⑲' に相当    |
| ⑳ | 須賀, 高橋, 坂野                  | 4.85<br>(5.61)                            | 5.09<br>(5.87)                | 5.20<br>(6.00)                | Fr>0.9 がないので<br>Fr=0.9 で代用する<br>( ) 内は dm=5cm の場合       | 6.60<br>(5.40)                | ( ) 内は dm=3.5cm<br>の場合             |
|   | 推定洗掘深                       | 7.50                                      | 6.00                          | 5.00                          |   | 6.0                           |                                    |
|   |                             | 橋固工天端を<br>基準                              | 平均河床を<br>基準                   | 最深河床を<br>基準                   |   | 平均河床面<br>を基準                  | 平均河床とは感水後の<br>河床である                |

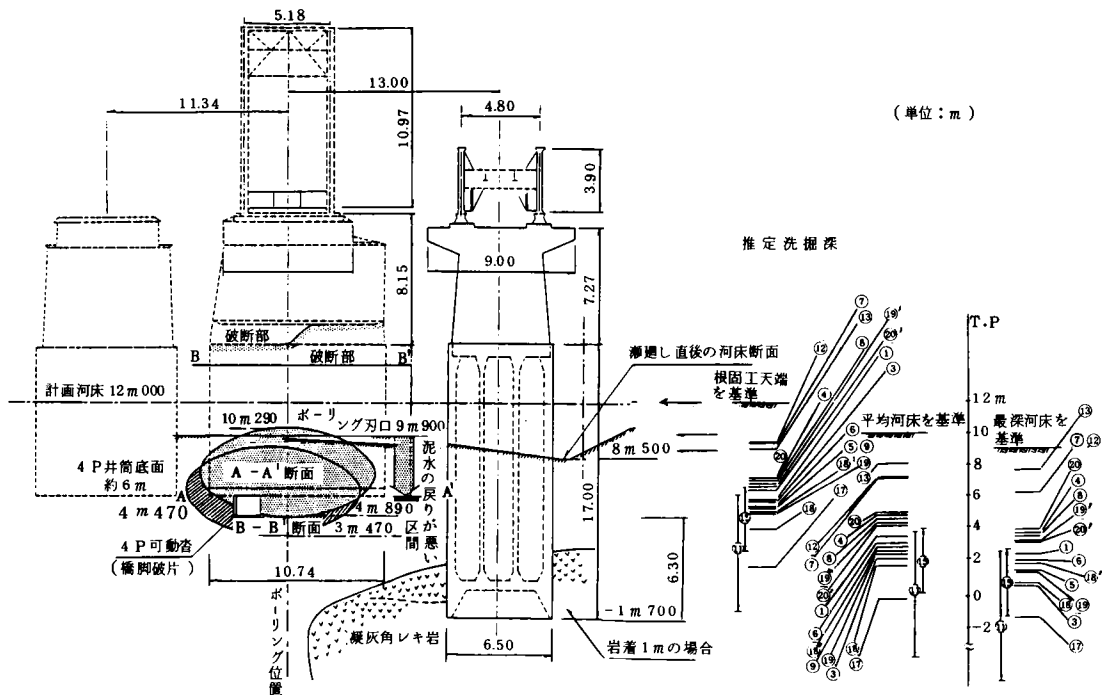


図 3.10 東海道本線富士川橋りょう 4 P の局所洗掘深計算値の比較

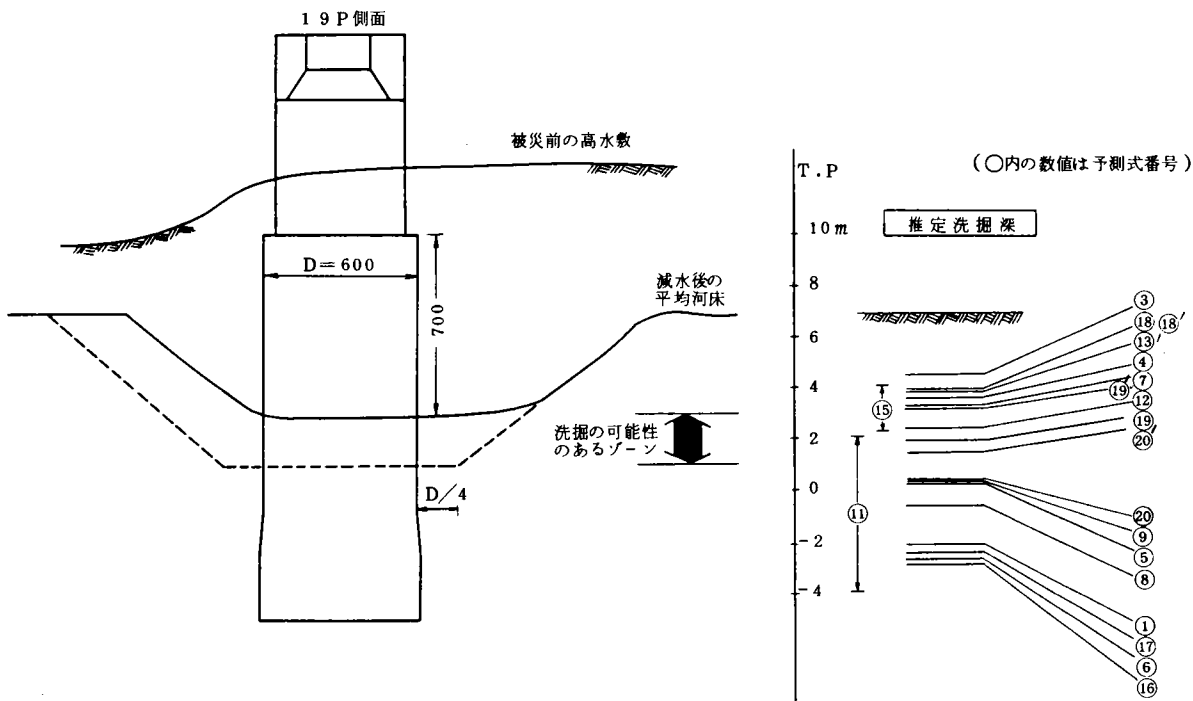


図 3.11 東海道新幹線富士川橋りょう 19 P の局所洗掘深計算値の比較

4) 東海道本線下り線の場合と同じく一般には用いられている式で、大きく実状とかけ離れているものはない。

(3) 両橋りょうに対する検討結果のまとめ

1) 洗掘の計算に際しては河床基準面の取り方の影響が大きく、今後の検討課題と言える。又、側方侵食等は別途検討の必要がある。

2) 従来国鉄では用いられている公式、例えば Tarapore・Laursen・中川・須賀の式は条件その他を検討すれば十分適用できると言える。その他河床材粒径等を実用的立場で見積もることができれば、こうしたパラメーターを使用したものでも予測が可能である。

(4) 洗掘予測式の選定

この比較計算は2つの橋りょうについての実例に過ぎないため、この結果よりただちに洗掘深予測式の選定を行う事は出来ないのは言うまでもない。しかし実際の橋りょうの洗掘による被災の貴重な資料にもとづくものであるので、ここで洗掘深の選定に関してこの結果にもとづき考察を加えると次のように言える。

① 今回用いた既往の研究にもとづく洗掘深の推定式を見ると、洗掘深推定の際主として用いられている諸量としては次のものがある。

D : 橋脚巾(橋りょうの形・大きさ)

h : 水深(洪水の規模を示す水量)

$F_r$  : フルド数(洪水の強さを示す)

$d_m$  : 河床材料の平均粒径(河床の状況、洗掘のされ易さ)

従来主として用いられていたのは前2者で、時代が下り研究が進むにつれ水理学的により厳密に解を求めるため用いるファクターが増して来る傾向になり後2者等が用いられるようになった。

② 今回の検討によると、多くのファクターを厳密に用いるのと①に述べた前2者のみによるのとで計算結果に大きな差は生じない。実的に言うところの洪水水位そのものの読み取りや転倒計算をする時用いる土質工学等の諸常数に必然的に含まれる誤差を考慮し、結果を用いる際には当然何がしかの安全率を見込む必要がある点からすればむしろ簡易な式を用いるのが好ましい。

③ ②に述べた観点に従来国鉄が洗掘深の目安として  $Z/D = 1.5$  を用いていた事、及び洪水時最も観測し易い水量は橋脚位置での水深である事を考慮すると、ファクターとして h 及び D を用いている Tarapore の式が実用式としては最も有力であると言える。

以上の事より、今後本研究の中で行う全国橋りょう被災調査や水理実験に際し、Tarapore の型の式について検討を加え可能ならこの式を洗掘深推定式とする方向で研究を進める事とする。

### 3.4 模型実験による橋りょう被災の水理学的検討<sup>9)</sup>

#### 3.4.1 実験の目的及び模型の概要

洗掘による橋りょうの被災について水理学的に検討するため東海道本線富士川橋りょう4Pをモデルとし、3.2に整理した水理・河道条件を用いて水理実験を行った。実験は、富士川全体から4P付近を幅42mについて抽出した直線水路による局所洗掘実験とした(図3.12)。又、種目としては根固工のない場合の洗掘を検討する洗掘実験及び根固工の影響を検討する根固め実験とした。

実験に当たっては以下の条件を設定した。

① 流水を4Pに集中させる。

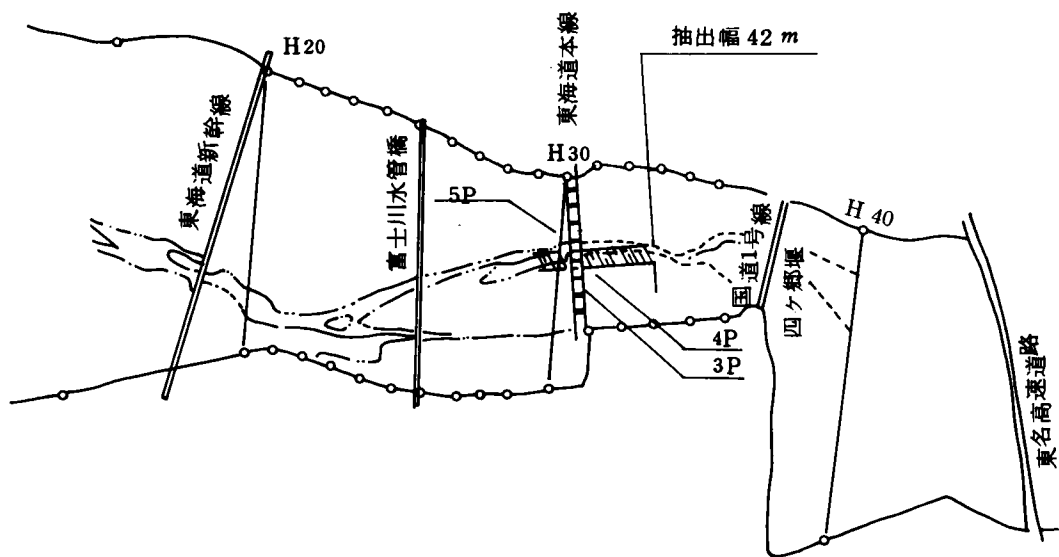


図 3.12 富士川平面図及び模型抽出箇所

- ② 橋脚の配置は富士川と同じく 3 本直列とする。
- ③ 流水の方向が  $10^\circ$  であった事の影響を見るために  $0^\circ$  と  $10^\circ$  の場合を比較し、流量  $14,400\text{m}^3/\text{s}$  の被災の規模を検討するため流量を  $7,500$  ,  $10,000$  ,  $14,000$  ,  $16,600\text{m}^3/\text{s}$  として実験する。
- ④ 根固工の効果のチェックのため根固めを被災前の状況に配置して実験し、無配置のものと比較する。
- ⑤ 転倒計算のために必要な抗力に関する係数を得るため橋脚を 3 本直列に配置し、流速分布・水位及び全抗力を測定する。

実験に用いた模型の概要は次の通りである。

#### (1) 相似則

本実験では、開水路における実験であるためフルードの相似則を適用する。

#### (2) 模型縮尺

橋脚による局所洗掘現象を表わすためには模型縮尺をできる限り大きくする事が望まれるので、過去における実験の縮尺 ( $1/20 \sim 1/50$ ) 及び実験施設の規模を考慮して  $1/35$  とした。

なお、模型縮尺  $1/35$  であれば各諸元は表 3.6 に示す通りである。

表 3.6 諸元比較表

| 諸 元 | 次 元     | 縮 尺                     |
|-----|---------|-------------------------|
| 距 離 | L       | $1/\ell = 1/35$         |
| 面 積 | $L^2$   | $1/\ell^2 = 1/1225$     |
| 体 積 | $L^3$   | $1/\ell^3 = 1/42875$    |
| 時 間 | T       | $1/\ell^{1/2} = 1/5.92$ |
| 流 速 | $L/T$   | $1/\ell^{1/2} = 1/5.92$ |
| 流 量 | $L^3/T$ | $1/\ell^{5/2} = 1/7247$ |

(3) 実験模型

被災原因調査実験を行う模型水路は図 3.13～3.15 に示す幅 1.2m 長さ 25m の直線水路とし、橋脚模型は図 3.16 に示す通りとなる。



図 3.13 実験装置全景

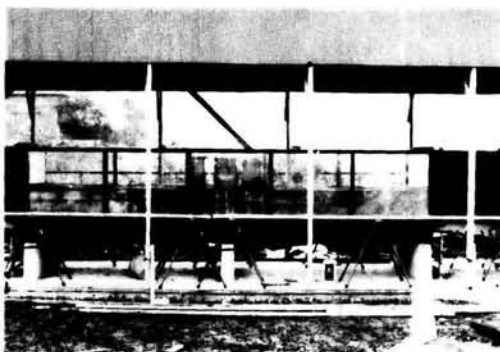


図 3.14 実験装置全景

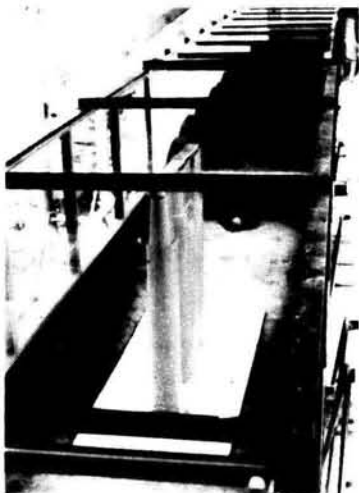


図 3.15 橋脚配置状況

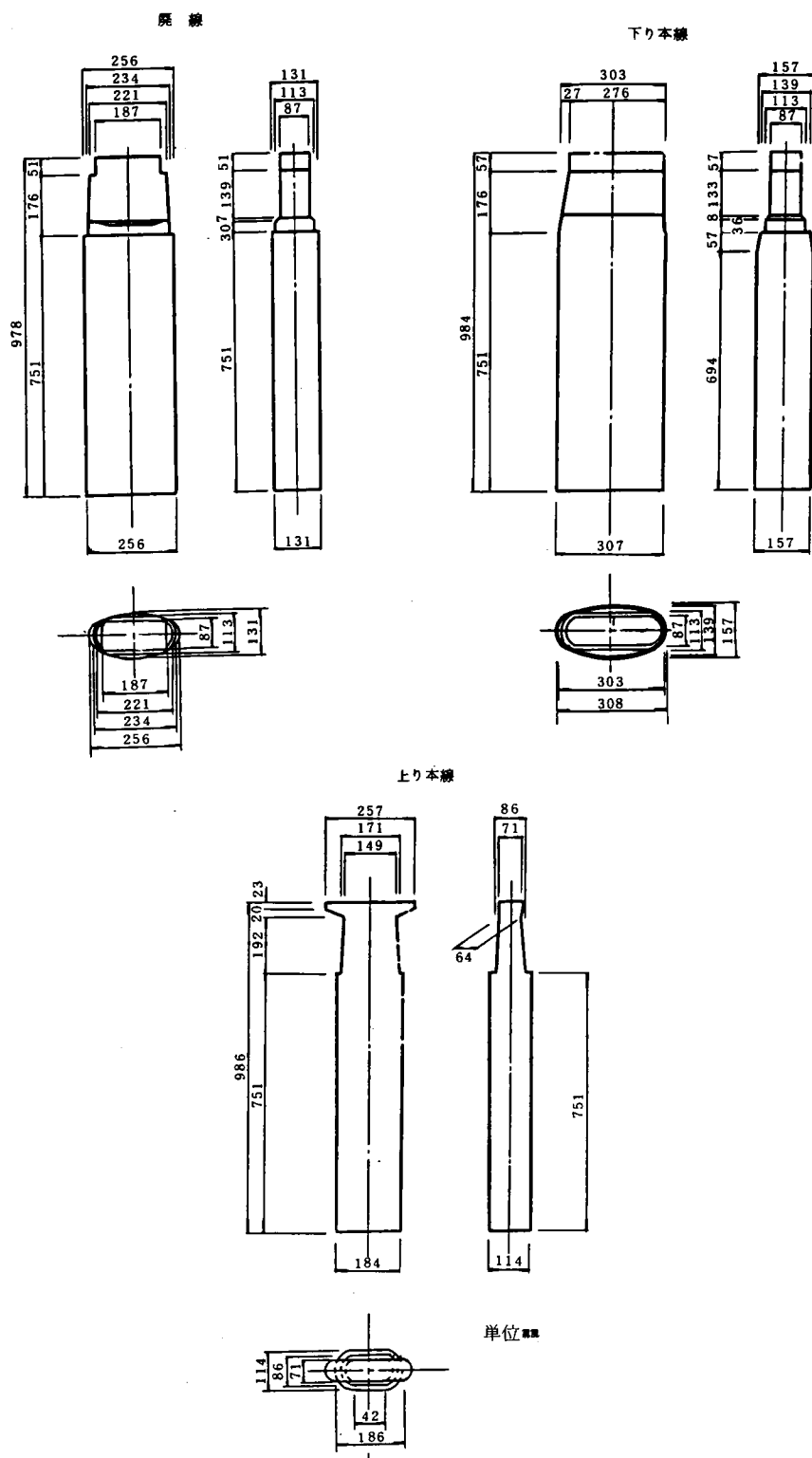


図 3.16 模型橋脚の形状



### 3.4.2 実験の水理及び河床の条件

#### (1) 流 量

富士川橋りょう4P回りの抽出部分の流量は、4O付近の単位幅当たり流量を推定し、これにより算出した。その結果 $16,600\text{m}^3/\text{s}$ の場合の単位幅流量を $70\text{m}^3/\text{s}$ と推定し、他の流量の場合の抽出流量は河道全体の流量比で求める事とした(表3.7)。

表3.7 流量一覧表

| 全体流量                         | 単位巾当り流量                             | 抽出流量                       | 実験流量                      |
|------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| $16,600\text{ m}^3/\text{s}$ | $70.0\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ | $2940\text{ m}^3/\text{s}$ | $405.7\text{ l}/\text{s}$ |
| 14,400                       | 60.7                                | 2550                       | 351.8                     |
| 10,000                       | 42.2                                | 1773                       | 244.6                     |
| 7,500                        | 31.6                                | 1327                       | 183.1                     |

#### (2) 河床高と河床勾配

##### 1) 河 床 高

既往資料並びに国鉄が行っている富士川橋りょうの河床測量結果によると、T.P. 8.0～11.0m程度である。橋りょう下の河床には根固めブロックが施工されており測量結果にバラツキが生じたものと考えられる。本実験では、上・下流の河床等を考慮して河床高をT.P. 9.5mに設定した。

##### 2) 河床勾配

四ヶ郷堰～水管橋の範囲の河床勾配は測量結果(S. 56.3.20, S. 58.1.19)及び既往資料より判断すると $1/250$ となる。

#### (3) 水 位

既往資料、目撃者の証言並びに被災時写真より推定してH.30地点の水位を下記の通りとした。

$$Q = 14,400\text{m}^3/\text{s} \quad \cdots \cdots \cdots h = \text{T.P.} + 16.70\text{m}$$

$$Q = 10,000\text{m}^3/\text{s} \quad \cdots \cdots \cdots h = \text{T.P.} + 16.01\text{m}$$

#### (4) 流 向

現地調査及び航空写真(S. 57.8.4), 目撃者の証言等から流水方向は橋軸直角方向に $0^\circ \sim 10^\circ$ の角度をもっていると考えられる。本実験においては、 $0^\circ$ 及び $10^\circ$ を採用した。

#### (5) 粒径分布

水深粒径比を模型と原型で合わせるため、平均粒径 $d_m$ は $0.7\text{mm}$ の様な砂を用いた。

### 3.4.3 実験の内容と結果

#### (1) 洗掘実験 (図 3.17, 3.18 )

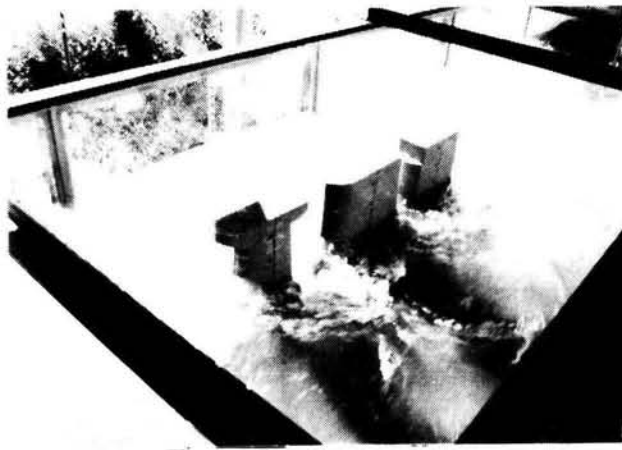


図 3.17 実験の状況



図 3.18 洗掘実験

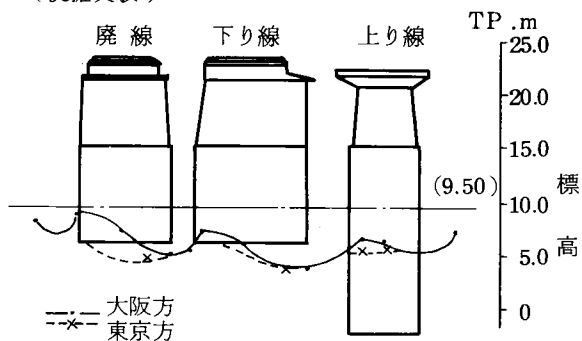
局所洗掘の時間的変化 ( $Z \sim t$ ) は、通水後短時間 (2 分以内) に最終洗掘深に達する。一方、実験水路に発生する河床波は、流量により異なるが、通水後約 3 分で高さ 5 cm の砂堆が発生する。通水時間をそれ以上にすると橋脚付近の河床でも河床波が発達し、最終的な河床形状より橋脚回りの局所洗掘だけを取り出すのは、困難となる。したがって、各流量共洗掘実験での通水時間を 3 分とした。

上記の条件で実験を行った結果は次の通りである (図 3.19)。

流れに対して橋脚を  $\alpha = 10^\circ$  傾けた場合、流量  $Q = 10,000, 14,400 \text{ m}^3/\text{s}$  通水時とも、東京方の下り線橋脚は完全に刃口以下まで洗掘されている。大阪方では下り線橋脚上流部が刃口以下に洗掘されているが、下流部では洗掘深は刃口まで至っていない。又、 $\alpha = 0^\circ$  の場合には、洗掘形状は大阪方、東京方ともほぼ同一となる。

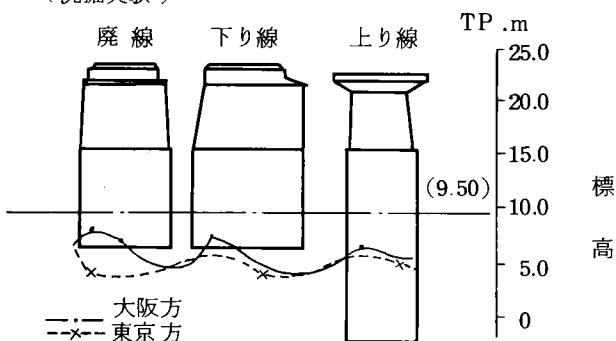
洗掘状況図（縦断）流向 10° 流量 10000m<sup>3</sup>/s

（洗掘実験）



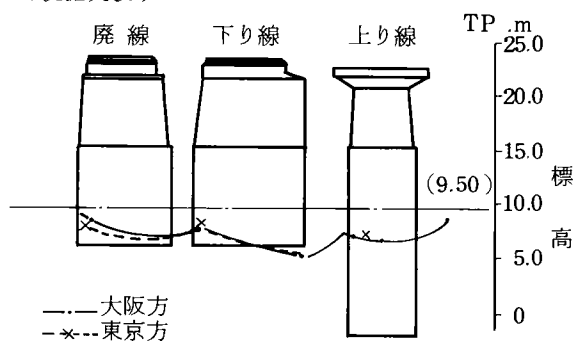
洗掘状況図（縦断）流向 10° 流量 14400m<sup>3</sup>/s

（洗掘実験）



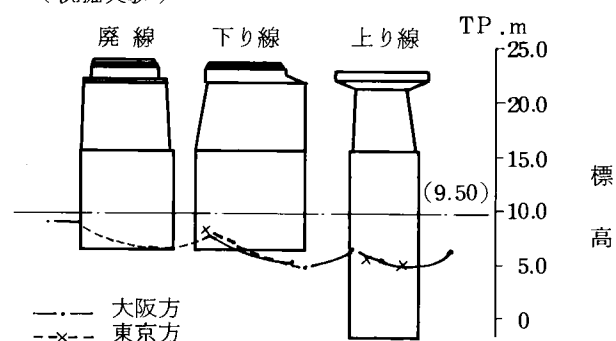
洗掘状況図（縦断）流向 0° 流量 10000m<sup>3</sup>/s

（洗掘実験）



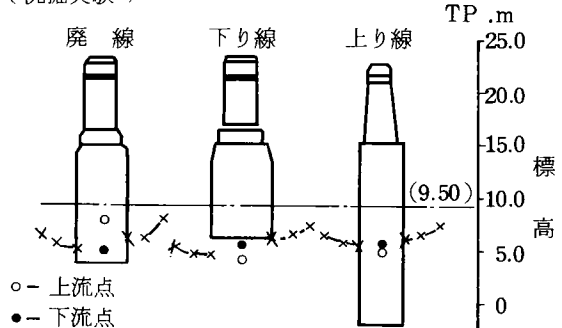
洗掘状況図（縦断）流向 0° 流量 14400m<sup>3</sup>/s

（洗掘実験）



洗掘状況図（横断）流向 10° 流量 10000m<sup>3</sup>/s

（洗掘実験）



洗掘状況（横断）流向 10° 流量 14400m<sup>3</sup>/s

（洗掘実験）

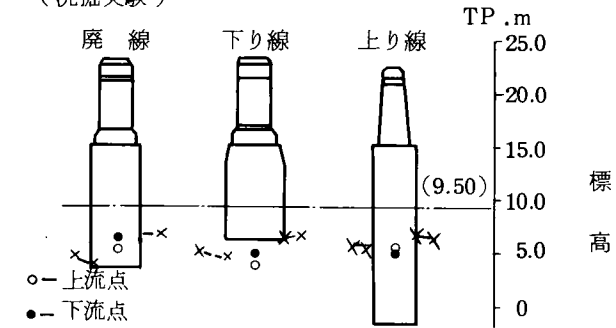


図 3.19 洗掘実験の結果

(2) 根固め実験 ( 図 3.20 ～ 3.22 )



図 3.20 根固め実験  
(  $\alpha = 0^\circ$  通水前 )

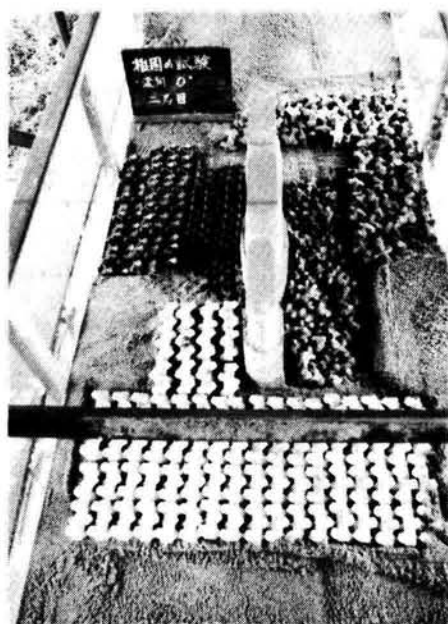


図 3.21 根固め実験  
(  $\alpha = 0^\circ$  通水前 )

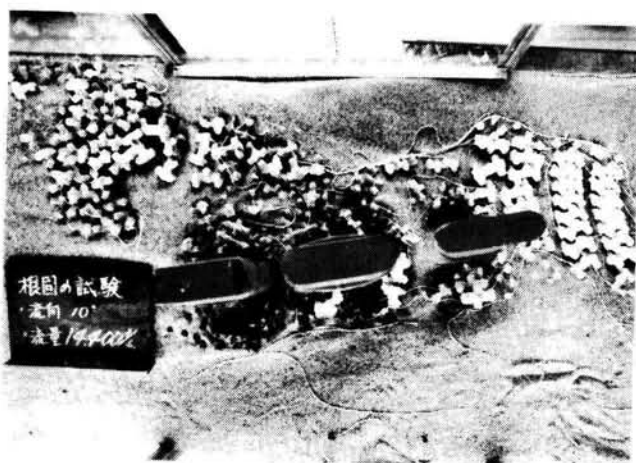


図 3.22 根固め実験  
(  $\alpha = 10^\circ$  通水後 )

根固め実験における通水時間は、被災時の北松野地点のハイドログラフを参考にして設定した。表 3.8, 図 3.23 に示すようにハイドロを 3,000, 7,500, 10,000, 14,400 $\text{m}^3/\text{s}$  に分割し, 7,500 $\text{m}^3/\text{s}$  以上の各

表 3.8 実験の条件

| 河道全体流量       | 抽出流量        | 模型流量       | 水 位        | 通水時間  |
|--------------|-------------|------------|------------|-------|
| 3000 $m^3/s$ | 531 $m^3/s$ | 73.3 $l/s$ | TP. 14.6 m | 30min |
| 7500         | 1327        | 183.1      | 15.6       | 10    |
| 10000        | 1773        | 244.6      | 16.0       | 25    |
| 14400        | 2550        | 351.8      | 16.7       | 15    |

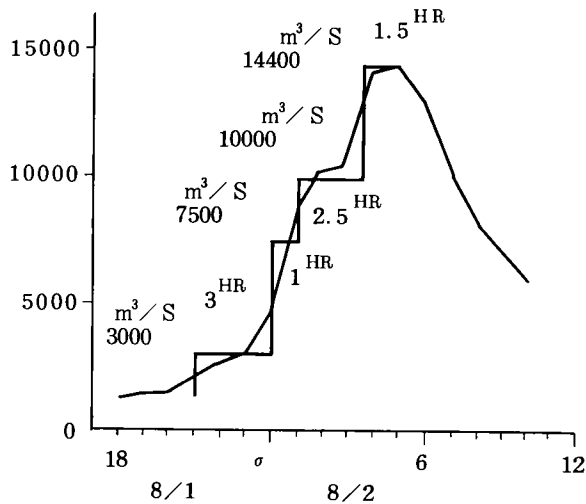


図 3.23 実験のハイドログラフ

流量通水後の洗掘状況，根固めブロックの沈下状況，流失状況を測定した。なお，ブロックの積み方は実際に設置されていた状況にできる限り忠実になるようにした（図 2.26，2.27，表 2.11）。実験の結果は，次の通りである。

$\alpha = 0^\circ$  の場合では，各流量とも，東京方に比べると，大阪方がより洗掘される傾向がある。これは，東京方と大阪方との根固工の敷き方の違いによるものと考えられる。すなわち，大阪方は，“長方型 8tf の乱積み”なので吸い出しによる洗掘が現れていると考えられる。

$\alpha = 10^\circ$  の場合では，東京方と大阪方との洗掘深の差は， $\alpha = 0^\circ$  に比べると小さくなるが，大阪方が若干多く洗掘される（図 3.24）。洗掘深は，下り線橋脚の上流部においては刃口まで達するが，下流部では刃口まで至っていない。洗掘区間は大阪方が東京方に比べ大きくなる。

次に根固めブロックの流出状況を示すと図 3.25 及び表 3.9 の通りとなった。

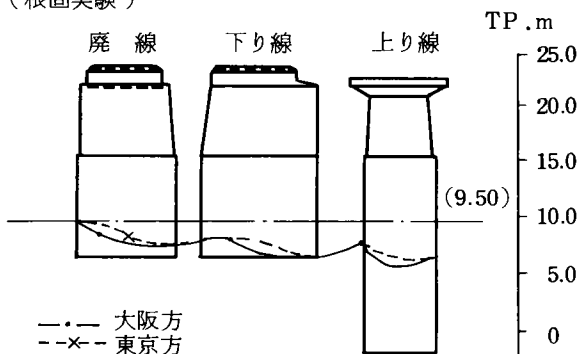
ブロックは 7,500  $m^3/s$  ではほとんど動かないが，10,000  $m^3/s$  で流出し始め，14,400  $m^3/s$  になると急激に流出ブロックが多くなる。ところが，16,600  $m^3/s$  に流量が増えても流出ブロックはそれ程多くなっていない。これは 10,000  $m^3/s$  で流出するものは敷設状況が不安定で流失し易い状態にあったブロックであり，一方 16,600  $m^3/s$  になると洗掘孔へのブロックの沈下などのため，ブロック同志がかみ合ったり

砂堆に埋まったりするためと考えられる。このため、この河道では $14,400\text{m}^3/\text{s}$ 前後で最もブロックが流出し易い状態となると言える。 $14,400\text{m}^3/\text{s}$ の時のブロック流出率を見ると、流向 $10^\circ$ の場合には東京方のブロックの流出が多い。

又、コーケンブロックでは12tfの方が8tfのものより流出し易い。これは8tfのものは橋脚回りに敷設されており、しかも一部が2層積になっており、それらが沈下する事によりブロック同志が適当にかみ合うためと思われる。

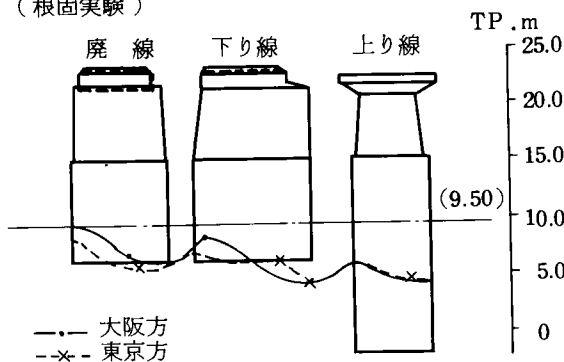
洗掘状況図（縦断）流向 $10^\circ$ 流量 $7500\text{m}^3/\text{s}$

（根固実験）



洗掘状況図（縦断）流向 $10^\circ$ 流量 $14400\text{m}^3/\text{s}$

（根固実験）



洗掘状況図（縦断）流向 $10^\circ$ 流量 $10000\text{m}^3/\text{s}$

（根固実験）

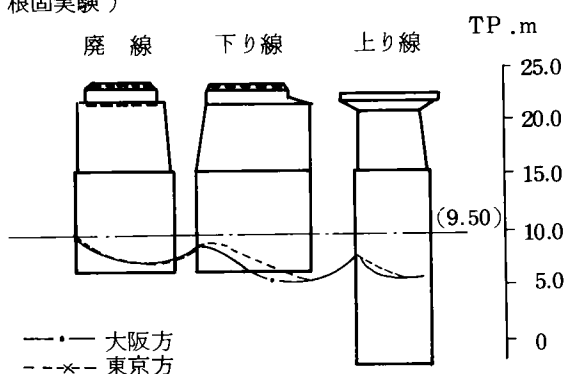


図 3.24 根固め実験の結果

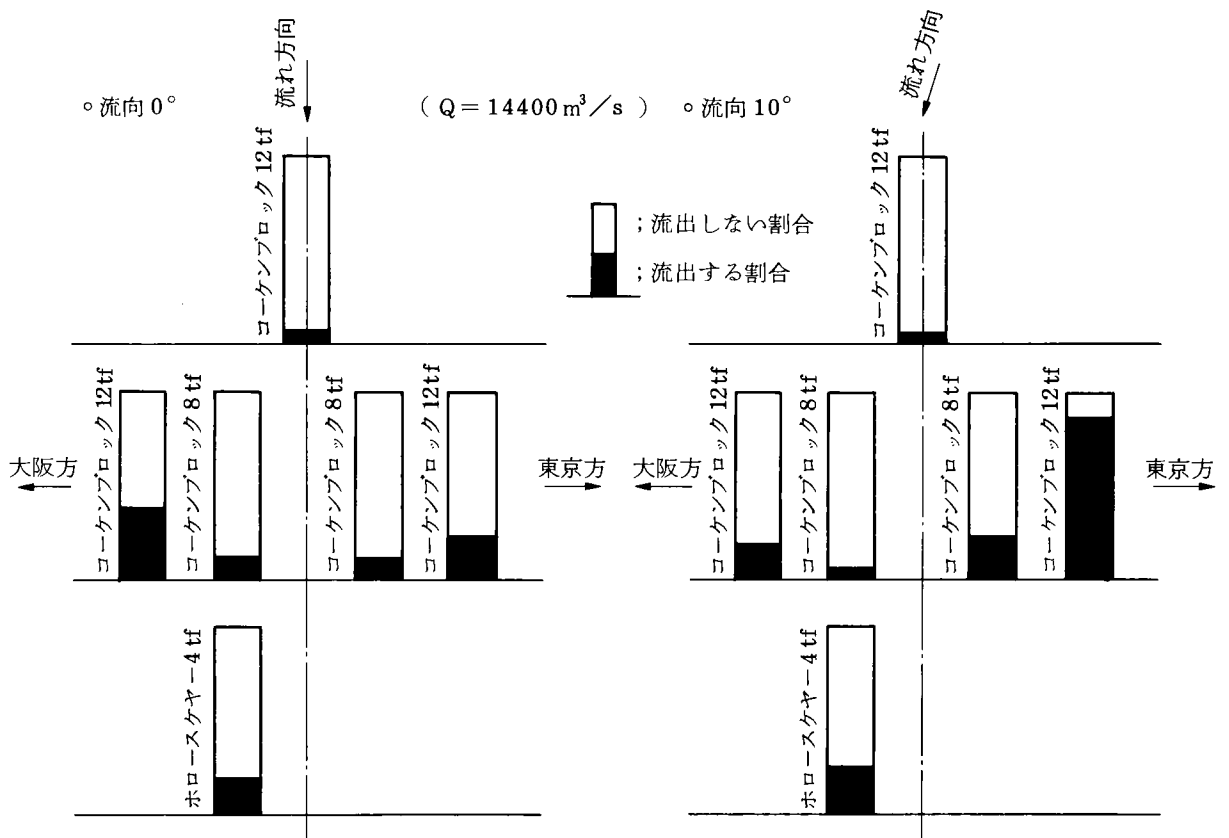


図 3.25 根固めブロック流失状況

表 3.9 根固めブロック流出状況

・流向10°

|                                  |                            | コーテンブロック 12 tf (4 型 3 単位) |                |              |                |               |                | コーテンブロック 8 tf<br>( 2 型 4 単位 ) |                |               |                | ホロースケ<br>ヤー 4 tf |                | 計              |                 |
|----------------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------|--------------|----------------|---------------|----------------|-------------------------------|----------------|---------------|----------------|------------------|----------------|----------------|-----------------|
|                                  |                            | ① 大阪方                     |                | ② 東京方        |                | ③ 上流方         |                | ① 大阪方                         |                | ② 東京方         |                |                  |                |                |                 |
| 敷設個数                             |                            | 83                        |                | 47           |                | 78            |                | 48                            |                | 59            |                | 156              |                | 471            |                 |
| 流出<br>ブ<br>ロ<br>ッ<br>ク<br>個<br>数 | 流 量                        | 流出<br>個数                  | 累加<br>個数       | 流出<br>個数     | 累加<br>個数       | 流出<br>個数      | 累加<br>個数       | 流出<br>個数                      | 累加<br>個数       | 流出<br>個数      | 累加<br>個数       | 流出<br>個数         | 累加<br>個数       | 流出<br>個数       | 累加<br>個数        |
|                                  | m <sup>3</sup> /s<br>3,000 | 0                         | 0<br>( 0 % )   | 0            | 0<br>( 0 % )   | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                             | 0<br>( 0 % )   | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                | 0<br>( 0 % )   | 0              | 0<br>( 0 % )    |
|                                  | 7,500                      | 1                         | 1<br>(1.2 %)   | 1            | 1<br>( 2.1 % ) | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                             | 0<br>( 0 % )   | 1             | 1<br>( 1.7 % ) | 0                | 0<br>( 0 % )   | 3              | 3<br>( 0.6 % )  |
|                                  | 10,000                     | 9                         | 10<br>(12.0 %) | 11           | 12<br>(25.5 %) | 1             | 1<br>( 1.3 % ) | 1                             | 1<br>( 2.1 % ) | 5             | 6<br>(10.2 %)  | 9                | 9<br>( 5.8 % ) | 36             | 39<br>( 8.3 % ) |
|                                  | 14,400                     | 5                         | 15<br>(18.1 %) | 29           | 41<br>(87.2 %) | 4             | 5<br>( 6.4 % ) | 2                             | 3<br>( 6.2 % ) | 8             | 14<br>(23.7 %) | 31               | 40<br>(25.6 %) | 79             | 118<br>(25.1 %) |
|                                  | 16,600                     | 5                         | 20<br>(24.1 %) | 0            | 41<br>(87.2 %) | 3             | 8<br>(10.3 %)  | 0                             | 3<br>( 6.2 % ) | 5             | 19<br>(32.2 %) | 5                | 45<br>(28.8 %) | 18             | 136<br>(28.9 %) |
| 流出しない個数                          |                            | 63 ( 75.9 % )             |                | 6 ( 12.8 % ) |                | 70 ( 89.7 % ) |                | 45 ( 93.8 % )                 |                | 40 ( 67.8 % ) |                | 111 ( 71.2 % )   |                | 335 ( 71.1 % ) |                 |

・流向0°

|                                  |                            | コーテンブロック 12 tf ( 4 型 3 単位 ) |                |               |                |               |                | コーテンブロック 8 tf<br>( 2 型 4 単位 ) |               |               |                | ホロースケ<br>ヤー 4 tf |                | 計              |                 |
|----------------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|-------------------------------|---------------|---------------|----------------|------------------|----------------|----------------|-----------------|
|                                  |                            | ① 大阪方                       |                | ② 東京方         |                | ③ 上流方         |                | ① 大阪方                         |               | ② 東京方         |                |                  |                |                |                 |
| 敷設個数                             |                            | 68                          |                | 48            |                | 80            |                | 48                            |               | 59            |                | 130              |                | 433            |                 |
| 流出<br>ブ<br>ロ<br>ッ<br>ク<br>個<br>数 | 流 量                        | 流出<br>個数                    | 累加<br>個数       | 流出<br>個数      | 累加<br>個数       | 流出<br>個数      | 累加<br>個数       | 流出<br>個数                      | 累加<br>個数      | 流出<br>個数      | 累加<br>個数       | 流出<br>個数         | 累加<br>個数       | 流出<br>個数       | 累加<br>個数        |
|                                  | m <sup>3</sup> /s<br>3,000 | 0                           | 0<br>( 0 % )   | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                             | 0<br>( 0 % )  | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                | 0<br>( 0 % )   | 0              | 0<br>( 0 % )    |
|                                  | 7,500                      | 0                           | 0<br>( 0 % )   | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                             | 0<br>( 0 % )  | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                | 0<br>( 0 % )   | 0              | 0<br>( 0 % )    |
|                                  | 10,000                     | 4                           | 4<br>( 5.9 % ) | 1             | 1<br>( 2.1 % ) | 0             | 0<br>( 0 % )   | 0                             | 0<br>( 0 % )  | 6             | 6<br>(10.2 %)  | 2                | 2<br>( 1.5 % ) | 8              | 8<br>( 1.8 % )  |
|                                  | 14,400                     | 22                          | 26<br>(38.2 %) | 10            | 11<br>(22.9 %) | 5             | 5<br>( 6.3 % ) | 6                             | 6<br>(12.5 %) | 1             | 7<br>(11.9 %)  | 22               | 24<br>(18.5 %) | 71             | 79<br>(18.2 %)  |
|                                  | 16,600                     | 4                           | 30<br>(44.1 %) | 11            | 22<br>(45.8 %) | 1             | 6<br>( 7.5 % ) | 0                             | 6<br>(12.5 %) | 7             | 14<br>(23.7 %) | 1                | 25<br>(19.2 %) | 24             | 103<br>(23.8 %) |
| 流出しない個数                          |                            | 38 ( 55.9 % )               |                | 26 ( 54.2 % ) |                | 74 ( 92.5 % ) |                | 42 ( 87.5 % )                 |               | 45 ( 76.3 % ) |                | 105 ( 80.8 % )   |                | 330 ( 76.2 % ) |                 |



(3) 抗力実験 ( 図 3.26 ～図 3.28 )



図 3.26 測定装置

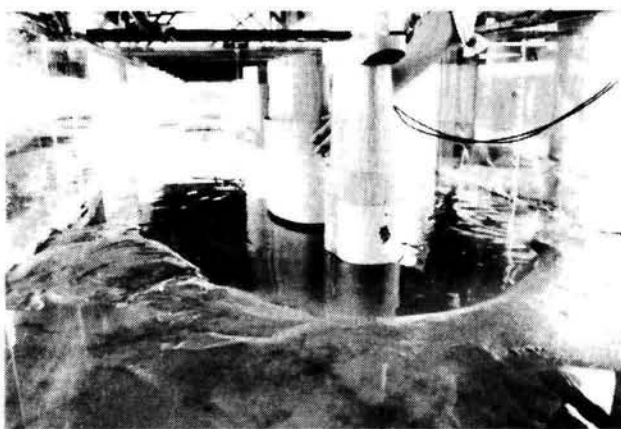


図 3.27 橋脚上部への筒取付け状況

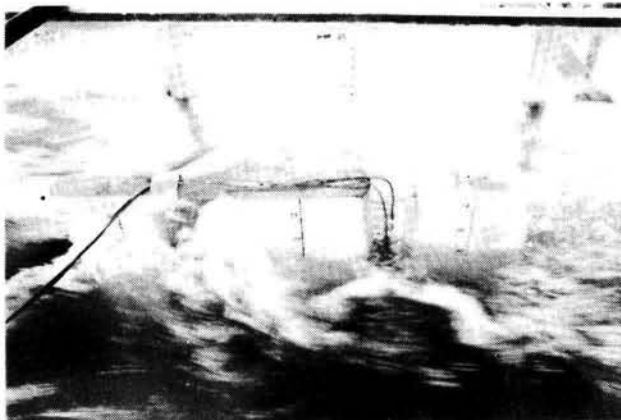


図 3.28 実験中の状況



以上の条件によって測定した結果を図 3.30 ～図 3.32 に示した。但し流向  $0^\circ$  の時は河床作成流量  $14,400\text{ m}^3/\text{s}$  のみ実験を行っており、流向  $10^\circ$  では 3 種類の河床作成流量で実験を行っている。  
この結果次の事が言える。

- ① 流向  $0^\circ$  では上流側の上り線橋脚に作用する抗力が大きい、下流側の橋脚はしゃへい効果により抗力が小さい。
- ② 流向  $10^\circ$  では下り線に作用する抗力が大きい。これは流水方向の投影面積が大きいためであろう。  
結果的にはこの事も下り線 4 P には不利に働いたと言える。
- ③ 揚力は流行  $0^\circ$  では左右ほぼ対称で、下り線・廃線・上り線の順に大きくなる。これは橋脚形状の影響であろう。
- ④ 流向  $10^\circ$  における揚力は左右対称とならず大阪方へ力が働く事となる。この点もやはり下り線 4 P には不利であったと考えられる。
- ⑤ 各測定値とも河床作成流量、通水流量が増すに従い大きくなる。今回の測定結果より抗力係数を算出すると国鉄の従来の技術基準の値と異なるので、この点については 3.6 に述べるように一般的な形状の橋脚を用いた実験を行い確認した。

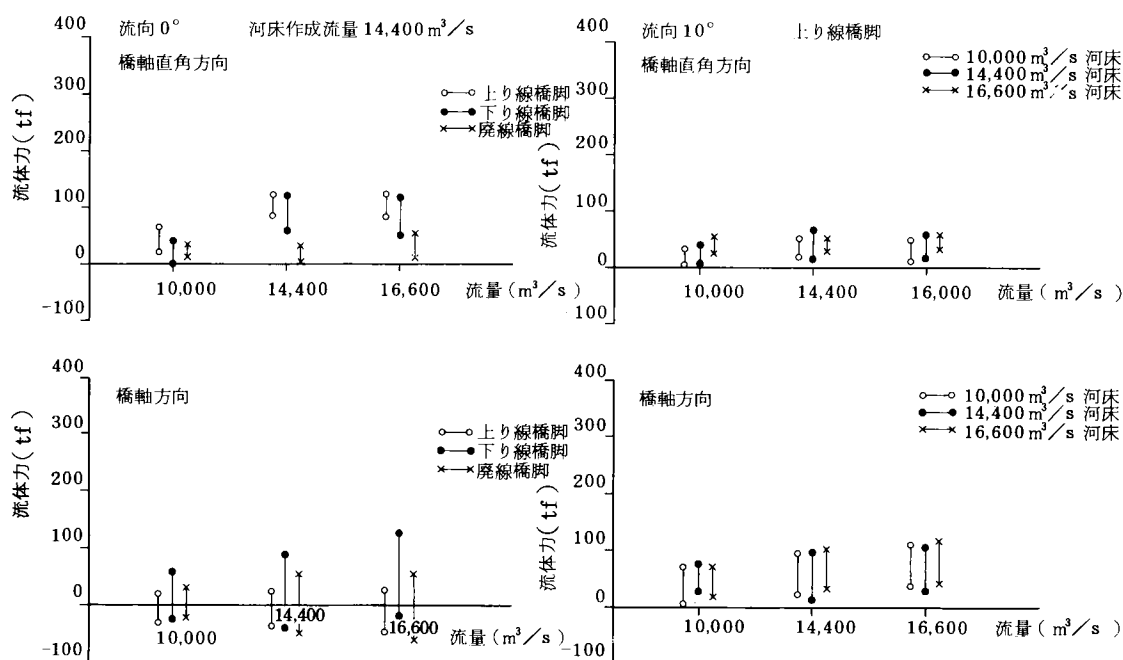


図 3.30 抗力実験の結果(1)

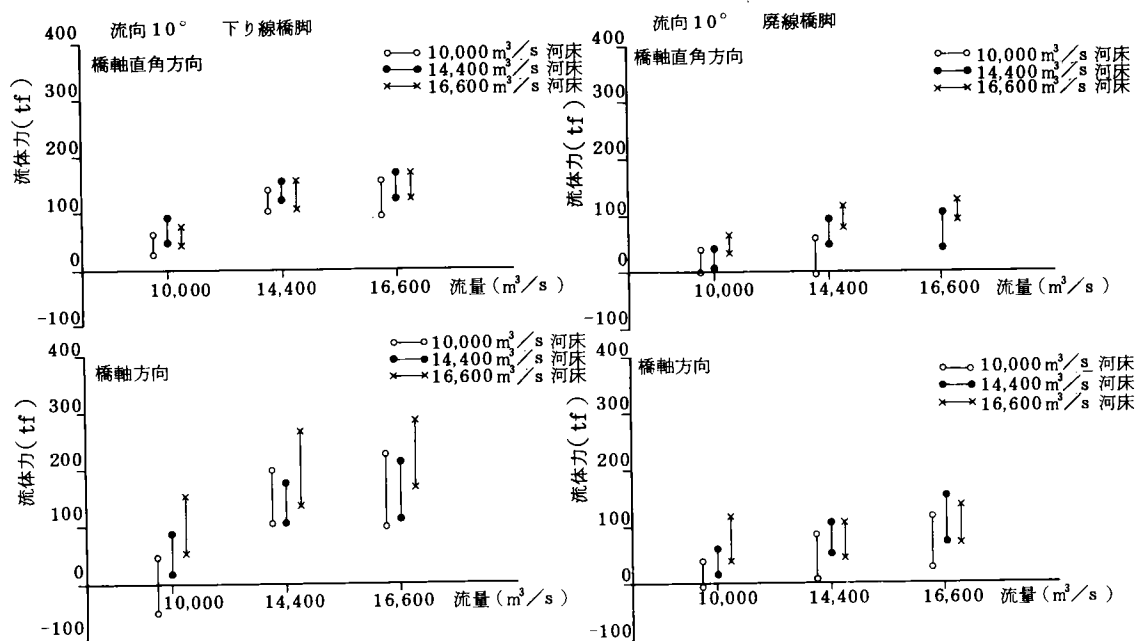


図 3.31 抗力実験の結果(2)

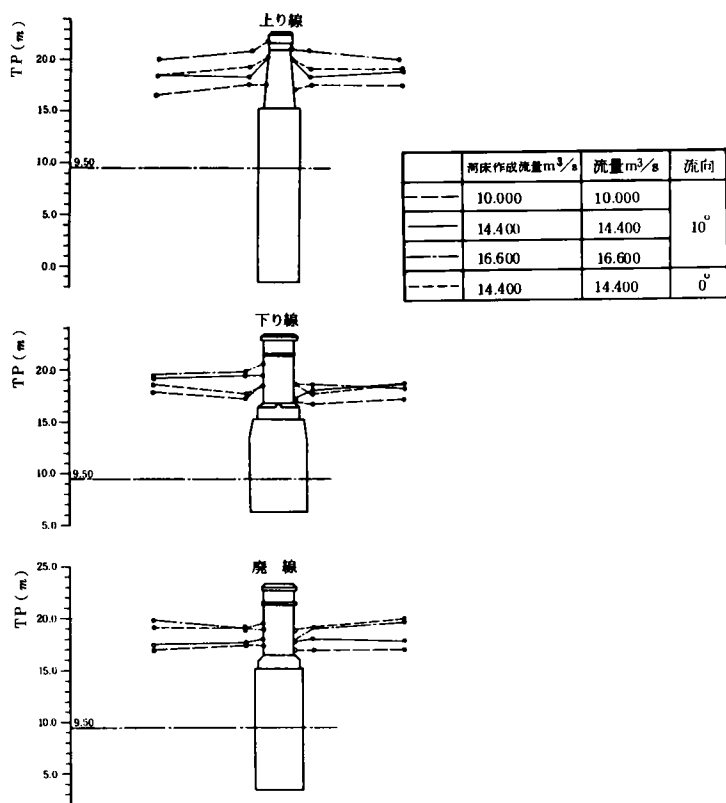


図 3.32 水位比較図

#### 3.4.4 実験結果に対する考察

以上のような模型実験の結果、倒壊原因を水理学的に整理すると、橋脚の倒壊は流量  $14,400\text{m}^3/\text{s}$  に達した時、局所洗掘によって下り線井筒が刃口まで洗掘されたため生じたと考えてよい事が分かった。すなわち、ここで得られた成果をまとめると以下のことが明らかになった。

- ① 洗掘は流量と共に増す。
- ② 流向  $0^\circ$  の時、 $14,400 \rightarrow 16,600\text{m}^3/\text{s}$  で刃口以下まで洗掘される。ただし左右はほぼ等しい。
- ③ 流向  $10^\circ$  の時、 $10,000 \rightarrow 14,400\text{m}^3/\text{s}$  共東京方、下り線橋脚部が刃口以下まで洗掘された。
- ④ 被災前通りの根固工を施すと流向  $10^\circ$  で  $10,000\text{m}^3/\text{s}$  の時では刃口以下まで洗掘されず、 $14,400\text{m}^3/\text{s}$  の時には刃口以下まで洗掘され、かつ、大阪方が洗掘された。
- ⑤ 橋脚にかかる流水圧をチェックしたところ、下り線橋脚が形状の関係で上り線、廃線より大きい力を受け、かつ流向  $10^\circ$  の時は大阪方へ力を受ける事が確認された。

すなわち、根固工の積み方の相違及び流向が  $10^\circ$  となったことにより橋脚の大阪方が早く洗掘され、結果的に大阪方に橋脚が倒れたということになる。

また上り線が倒壊しなかったのは、根入れが十分であったためと考えてよい。

なお、根固工の有無により刃口まで掘れる流量が異なることも同様に実証され、根固工の重要性、積み方の重要性が確認された。

#### 3.5 橋りょう倒壊に対する安定解析

前節では、模型実験により、角度を持った流水の集中によって、橋脚周辺の洗掘が進行し倒壊に至るといいう橋りょうの被災の状況を確認した。

本節では、この結果を更に力学的に検証するため、倒壊した下り線及び倒壊に至らなかった上り線、廃線 4 P を対象とし、前節の実験における水理条件を用いて安定解析を行った。一般に橋脚の安定解析では沈下、滑動、転倒、破壊の各計算が行われるが、被害の状況は明らかに転倒であるし、被災前の健全度判定でも転倒に問題があるとされている（表 2.9）ので、ケーソン又は橋脚く体の強度不足に起因する破壊に関しては対象外とした。

具体的な安定解析を行うにあたり、上部構造の沓の摩擦角等不確定な要素も多い事から、これらがどの程度安定に影響するかについて予備計算により検討を行い、基本的な方針を定めたあとで、水理実験によって得られた抗力、揚力、洗掘深等のデータをを用い橋脚の安定計算を行うという手順で解析を実施した。

なお、計算に際し考慮すべき条件は図 3.33 に示すものが考えられるが、ここではこれらについて予備計算、本計算それぞれに対し表 3.10 のように取り扱う事とした。

表 3.10 計算条件の考え方

| 安定に関する要因                              | 種 別 | 予 備 計 算                  | 本 計 算    |
|---------------------------------------|-----|--------------------------|----------|
| ケーソン・橋脚自重 $W$                         |     | 形状・材料より決定                | 同 左      |
| 上部工死荷重反力 $R_{v1}$ , $R_{v2}$          |     | 上部工の図面より決定               | 同 左      |
| 上部工の水平方向に対する影響<br>$R_{H1}$ , $R_{H2}$ |     | 考慮しない                    | 同 左      |
| ケーソン・橋脚の形状寸法                          |     | 図面より決定                   | 同 左      |
| ケーソン・橋脚の強度                            |     | 材料より決定                   | 同 左      |
| 地盤の土質定数 $\gamma_t$ , $c$ , $\phi$     |     | 土質調査報告書・建造物<br>設計標準より推定  | 同 左      |
| 地盤反力係数 $K$ 値                          |     | 同 上                      | 同 左      |
| 静止・受働・主働土圧<br>$P_o$ , $P_p$ , $P_a$   |     | アーキアの静止土圧<br>ランキンの主・受働土圧 | 同 左      |
| 揚力・抗力 $P_L$ , $P$                     |     | 仮 定                      | 水理実験より決定 |
| 根入れ $H_1$ , $H_2$                     |     | 仮 定                      | 水理実験より決定 |
| 躯体の底面を基準とした水深 $h_t$                   |     | 現場状況写真より推定               | 水理実験より決定 |

以下に解析の内容について述べる。

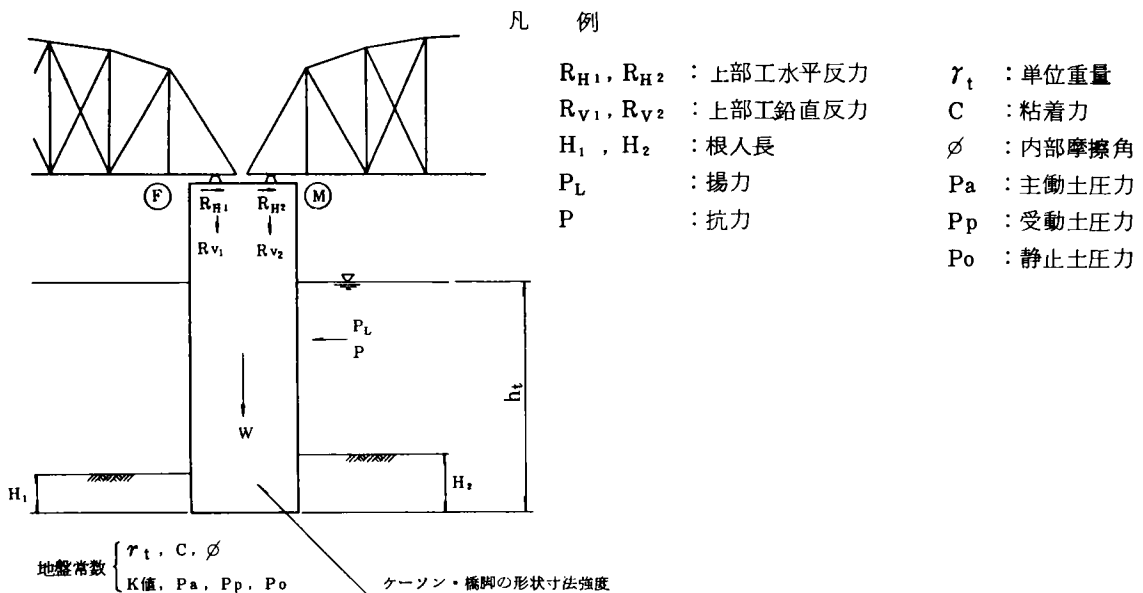


図 3.33 計算条件として考えられる要因

### 3.5.1 解析条件設定のための予備計算

ここではケーソンの根入れ、上部工の影響、地盤の内部摩擦角などの条件を設定するために予備計算を行う。

計算は国鉄建造物設計標準の直接基礎の安定計算手法を使用し、各条件の変化をパラメータとして転倒に関する安全率を算出した。以下にその具体的な手法について述べる。

#### (1) 根入れ深さによる計算手法の扱い方及び計算モデル

倒壊した下り線 4 P の根入れ深さは、洪水前において 4m 程度であり、洪水時の洗掘により倒壊時には刃口まで洗掘されていた事は明らかである。従って、4 P は当初ケーソンとして設計されていたが、倒壊時にはケーソンよりも直接基礎に近い挙動を示したものと考えられる。従って下り線 4 P は直接基礎として計算する。一方上り線等に関しては仮定した洗掘後の根入れ深さ（図3.34における  $H_1$ 、 $D$  の関係）に応じて、直接基礎とケーソン基礎の手法を使い分けた。ケーソン基礎の安定計算法は、道路橋示方書と国鉄建造物設計標準の方法とが考えられる。道路橋示方書<sup>10)</sup>の方法は、①鉛直支持力、②水平支持力、③ケーソン底面のせん断支持力について、極限支持力（度）を算出して地盤反力（度）と比較する。

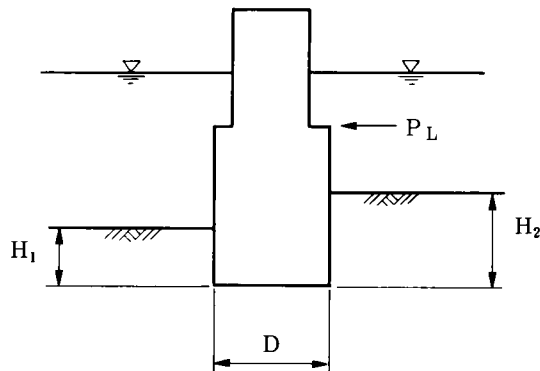
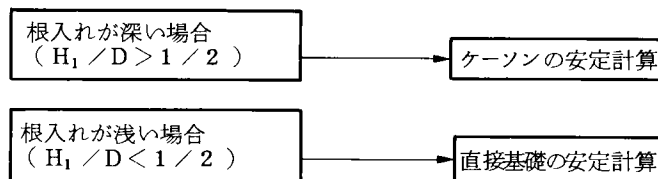


図 3.34 安定計算の方法

国鉄建造物設計標準の方法は、①鉛直支持力、②水平支持力、③抵抗モーメントについて極限支持力を算出して作用荷重と比較する。したがって、国鉄の方が明確に極限值に対して比較している（表3.11）。

表 3.11 極限支持力（度）計算方法

| 項 目 — 手 法         |           | 道 路 橋 示 方 書                    | 国 鉄 建 造 物 設 計 標 準                |
|-------------------|-----------|--------------------------------|----------------------------------|
| 極限鉛直支持力（度）        | 計 算 式     | 極限鉛直支持力度を計算                    | 極限鉛直支持力度を計算                      |
|                   | 荷 重 の 偏 心 | 考慮しない                          | 考慮する                             |
|                   | 荷 重 の 傾 斜 | 考慮しない                          | 考慮する                             |
| 極限水平支持力（度）        | 計 算 式     | ケーソン前面の極限水平支持力度と底面の極限せん断支持力を計算 | ケーソン前面の極限水平支持力度と底面の極限せん断支持力の和を計算 |
|                   | ケーソン前面の土圧 | 受 働 土 圧                        | （受働土圧）－（主働土圧）                    |
| 極 限 抵 抗 モ ー メ ン ト |           | 計算しない                          | 計算する                             |

以上により、ケーソンの安定計算は国鉄建造物設計標準に従って行う。

直接基礎の安定計算法にはとくに他示方書との差異はないので、国鉄建造物設計標準による。なお、根入れ部前面の受働土圧は考慮する（表3.12）。

表 3.12 地盤反力計算方法

| 項 目 — 手 法   |         | 池 原 ・ 横 山 式 | 道 路 橋 示 方 書              | 国 鉄 建 造 物 設 計 標 準 |
|-------------|---------|-------------|--------------------------|-------------------|
| 抵 抗         | 側面水平抵抗  | ○           | ○                        | ○                 |
|             | 底面鉛直抵抗  | ○           | ○                        | ○                 |
|             | 底面せん断抵抗 | ×           | ○                        | ○                 |
| 中間の地層数      |         | 1           | 3                        | 制限なし              |
| 側面の水平地盤係数   |         | 深さに比例       | 第1層のみ深さに比例、第2、3層はそれぞれ一定値 | 各層ともそれぞれ一定値       |
| 底面地盤反力の偏心   |         | ○           | ○                        | ○                 |
| 側面の水平摩擦抵抗   |         | ×           | ○                        | ○                 |
| 抵 抗 の 極 限 値 | 側面水平抵抗  | ×           | ×                        | ○（各層とも）           |
|             | 底面鉛直抵抗  | ×           | ×                        | ×                 |
|             | 底面せん断抵抗 | ×           | ×                        | ○                 |

○：考慮している

×：考慮していない

下り線4Pの形状寸法は複雑であるので、安定計算は幅5.0m、奥行き10.0mのく形のケーソンと考える。ケーソンの根入れを $H_1$ と考えるとケーソンに作用する外力は図3.35のとおりとなる。



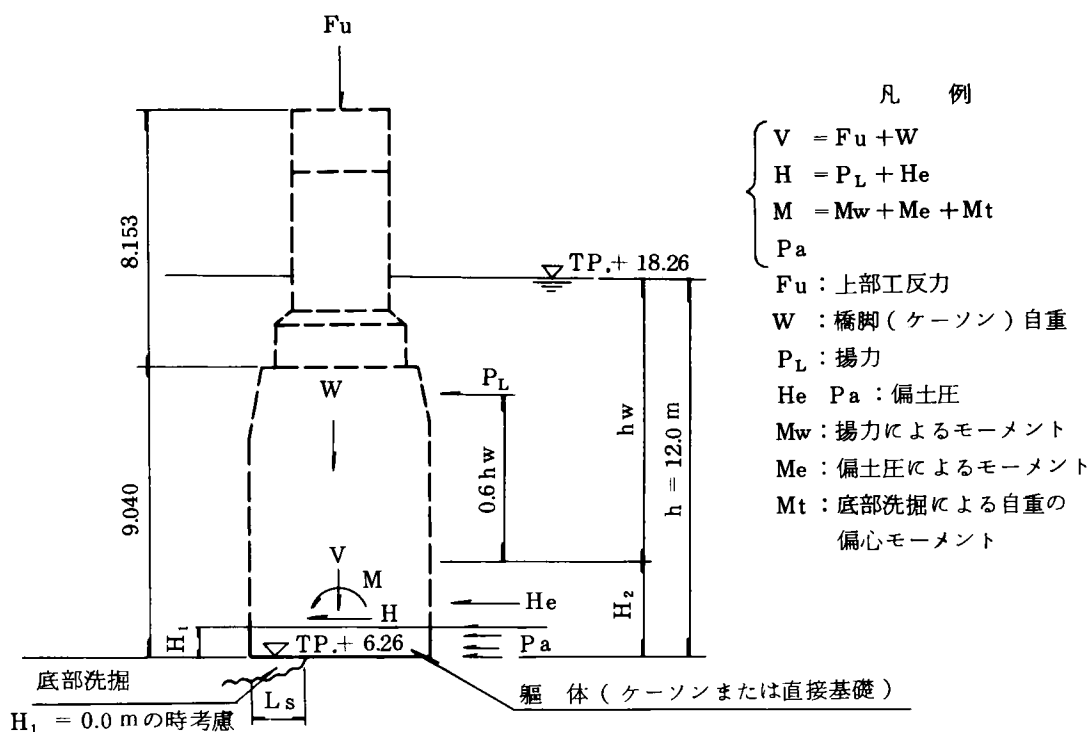


図 3.35 計算に用いる荷重

## (2) 予備計算結果

### 1) 基本の計算ケースの結果

基本の計算ケースでは、下り線 4 P 基礎の線路方向安定計算は直接基礎の計算手法を使用して行う。ここでは上部工の影響については考慮せず、又、基礎の側面及び底面の地盤の土質定数は、

$$c = 0 \text{ tf/m}^2, \quad \phi = 42^\circ, \quad \gamma_t = 2.0 \text{ tf/m}^3$$

とする。計算は、揚力を  $P_L = 64.3 \text{ t}$ ,  $32.2 \text{ t}$ ,  $12.9 \text{ t}$  の 3 種類とし、大阪方根入れ深さ  $H_1$  と東京方根入れ深さ  $H_2$  ( $H_2 \geq H_1$ ) を種々変えて計算した。

図 3.36 に揚力  $P_L$  と東京方根入れ深さ  $H_2$  を一定とし、大阪方根入れ深さ  $H_1$  を変えた場合についての鉛直支持力の安全率の変化を示す。同図より、鉛直支持力に関する安全率は揚力  $P_L$  と東京方根入れ深さ  $H_2$  にはあまり関係なく、大阪方根入れ深さが  $H_1 = 0.0 \text{ m}$  となり底部が幅約 5m のうち約 1.5m 洗掘された場合に  $F_s = 1.0$  となる事がわかった。

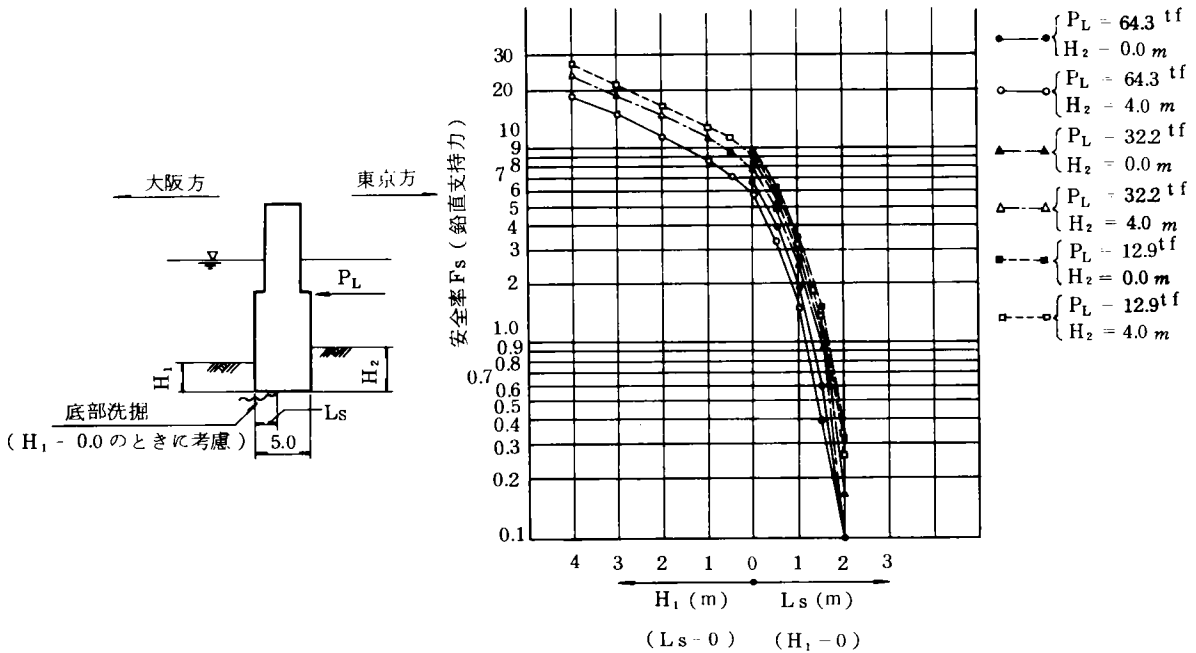


図 3.36  $H_1(L_s)$  と安全率の関係  
(基本の計算ケース直接基礎として計算)

## 2) 比較ケースの計算結果

比較ケースとしては、

### ① 上部工の影響を考慮する場合

上部工がシュアの摩擦分だけ揚力に対して抵抗する。

### ② 地盤の内部摩擦角を変えた場合

地盤の内部摩擦角を  $\phi = 36^\circ$  として計算する。

について計算し、基本の計算ケースと比較する。

又、

### ③ 偏土圧の影響

をみるために基本の計算ケースより

i)  $P_L = 64.3 \text{ tf}$ ,  $H_1 = 0.0 \text{ m}$ ,  $H_2 = 0.0 \text{ m}$  の場合

ii)  $P_L = 64.3 \text{ tf}$ ,  $H_1 = 0.0 \text{ m}$ ,  $H_2 = 4.0 \text{ m}$  の場合

について抜き出し、底部洗掘幅  $L_s$  と鉛直支持力に関する安全率について比較する。

上記の 3 ケースの比較を図 3.37 ～ 図 3.39 に示す。図 3.37 よりシュアの摩擦力を考慮すると安全率  $F_s = 1.0$  となるとき底部洗掘幅は若干大きくなる ( $L_s = 1.31 \text{ m}$  から  $1.68 \text{ m}$ ) 事がわかる。図 3.38 より地盤の内部摩擦角を  $\phi = 42^\circ$  から  $\phi = 36^\circ$  とすると、安全率  $F_s = 1.0$  となるとき底部洗掘幅は若干小さくなる ( $L_s = 1.31 \text{ m}$  から  $0.48 \text{ m}$ ) がその影響の度合は上部工の影響と同程度と考えられる。偏土圧の影響は図 3.39 よりあまりない事がわかる。

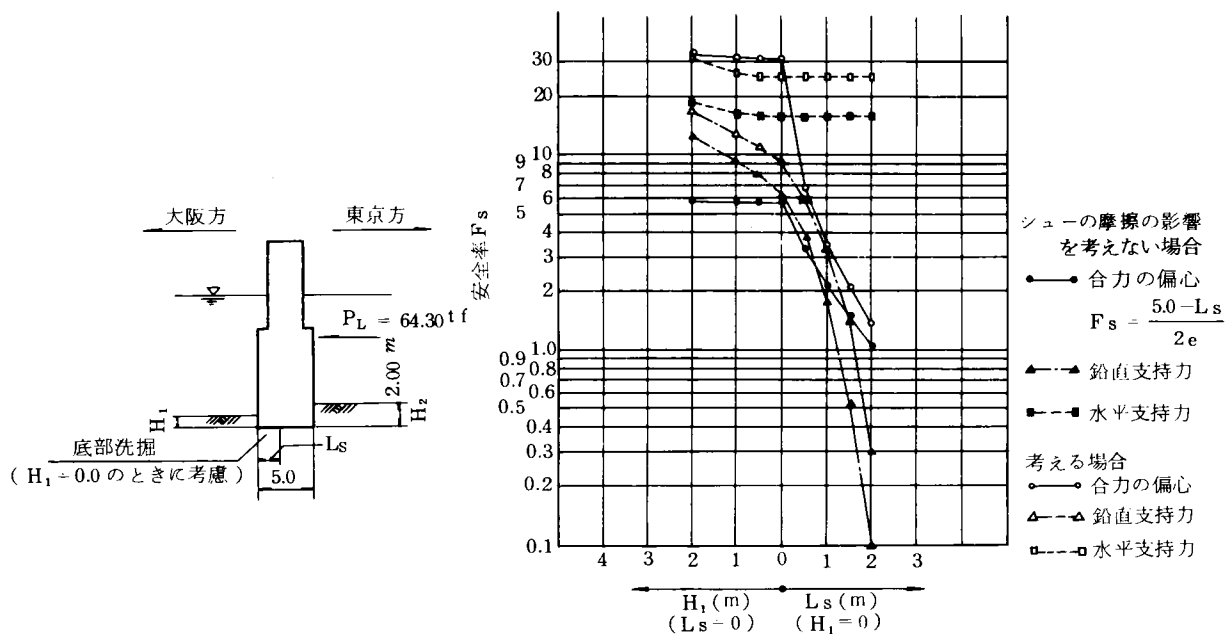


図 3.37 シューの摩擦の影響 ( $P_L=64.3\text{tf}$ ,  $H_2=0.0\text{m}$ )

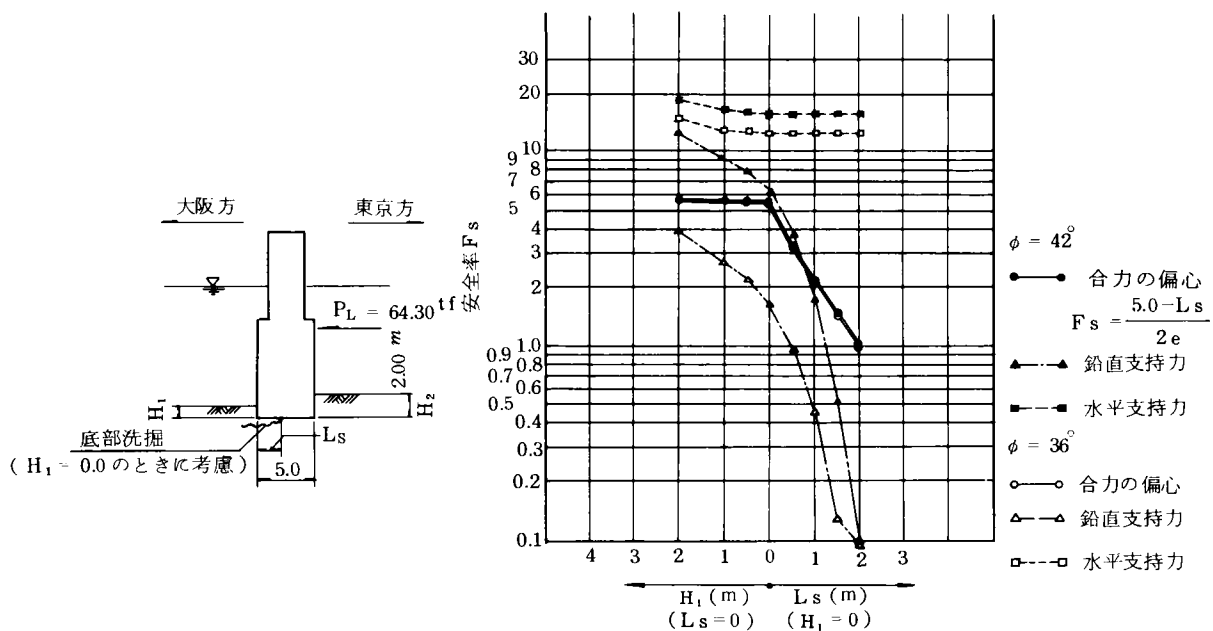


図 3.38 地盤の内部摩擦角の影響

( $P_L=64.3\text{tf}$ ,  $H_2=2.0\text{m}$ )

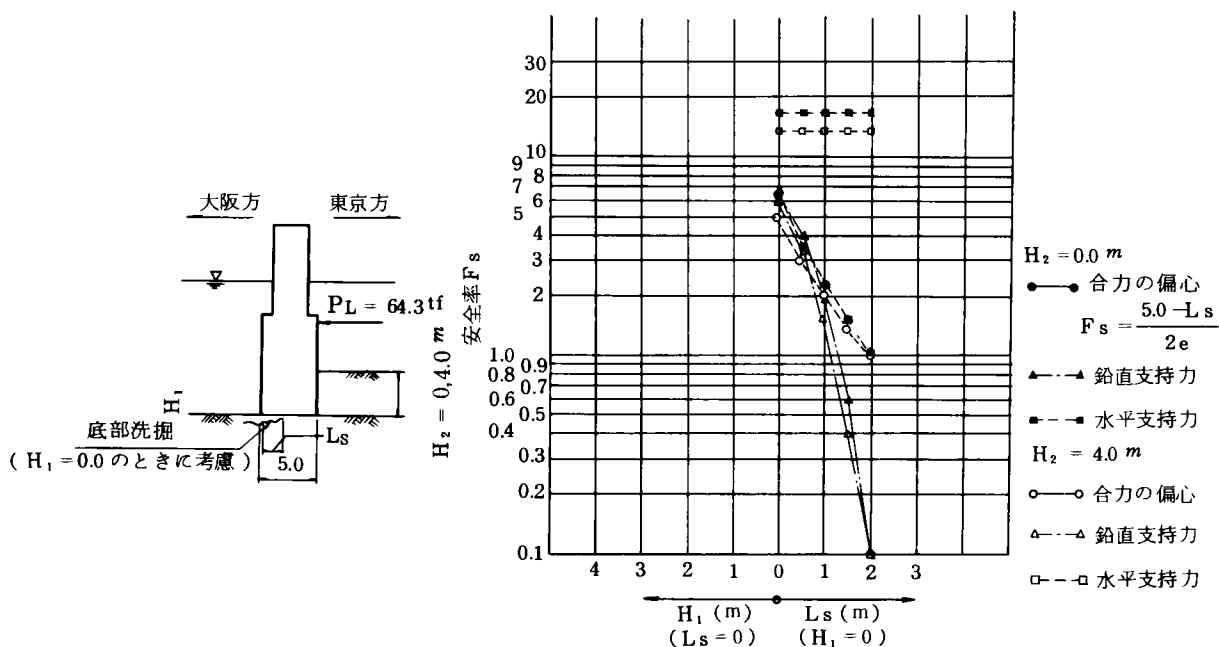


図 3.39 偏土圧の影響  
( $P_L = 64.3$ tf)

### 3.5.2 水理実験結果の解析に対する適用

本計算を行うに際し、底面の洗掘状況及び抗力係数については前節の根固め実験及び抗力実験の結果を用いた。その内容は次の通りである。

#### (1) 根固め実験結果の適用

根固め実験より、下り線は流量  $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 、 $10,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $14,400\text{m}^3/\text{s}$ 、 $16,600\text{m}^3/\text{s}$  のいずれのときも根入れは  $0\text{m}$  とし、底部洗掘は図 3.40、図 3.41 と表 3.13 に示す測定結果のとおりと仮定する。また上り線及び廃線は図 3.42 及び 3.43 のように洗掘されたものとする。

表 3.13 底部洗掘状況 (下り線)

| 流 量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流 向<br>( $^\circ$ ) | 底 部 洗 掘 状 況 |           |           |
|----------------------------------|---------------------|-------------|-----------|-----------|
|                                  |                     | $L_1$ (m)   | $L_2$ (m) | $L_3$ (m) |
| 7,500                            | 10                  | 0.0         | 0.0       | 0.0       |
| 10,000                           | "                   | 2.0         | 0.0       | 0.0       |
| 14,400                           | "                   | 3.25        | 0.0       | 0.0       |
| 16,600                           | "                   | 5.75        | 1.75      | 0.0       |
| 7,500                            | 0                   | 0.0         | 0.0       | 0.0       |
| 10,000                           | "                   | 2.0         | 0.0       | 0.0       |
| 14,400                           | "                   | 3.25        | 0.0       | 0.0       |
| 16,600                           | "                   | 5.5         | 0.0       | 1.0       |

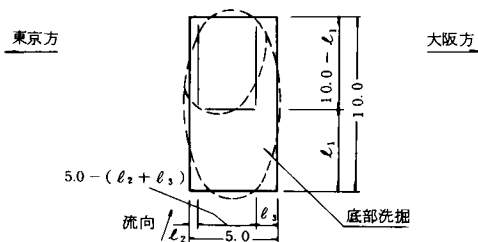
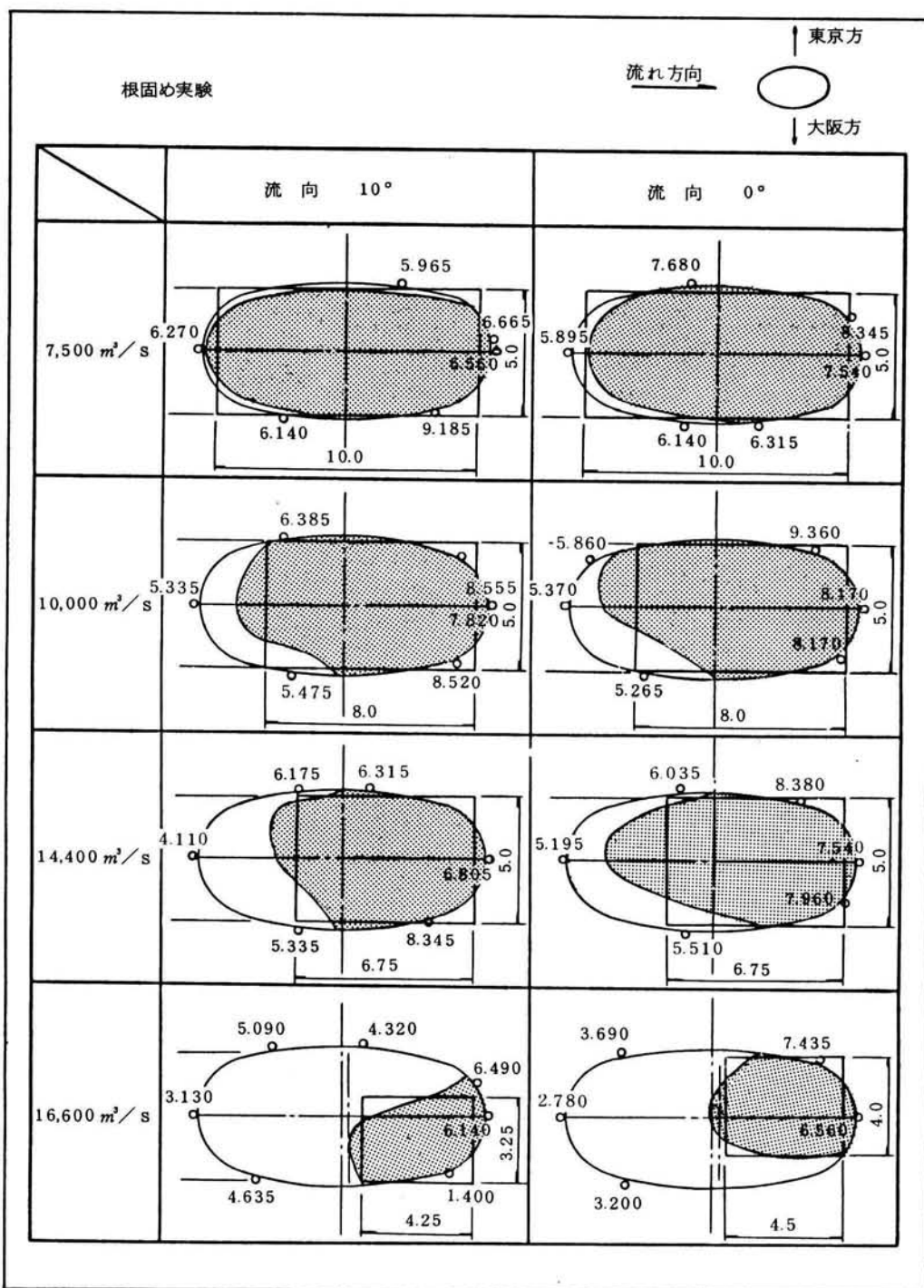


図 3.40 表 3.13 に用いた記号の説明



注) 図中の数値は、各地点の標高を示す。なお、通水前の平均河床面はTP+9.5mとして設定した。図3.25参照。

図 3.41 下り線橋脚洗掘状況比較図

洗掘状況（上り線）

| 流 量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流 向<br>( $^{\circ}$ ) | 河 床 高        |              |
|----------------------------------|-----------------------|--------------|--------------|
|                                  |                       | $h_1$ (T·P·) | $h_2$ (T·P·) |
| 7,500                            | 10                    | 6.0          | 6.0          |
| 10,000                           | "                     | 5.5          | 5.5          |
| 14,400                           | "                     | 4.5          | 4.5          |
| 16,600                           | "                     | 4.0          | 4.0          |

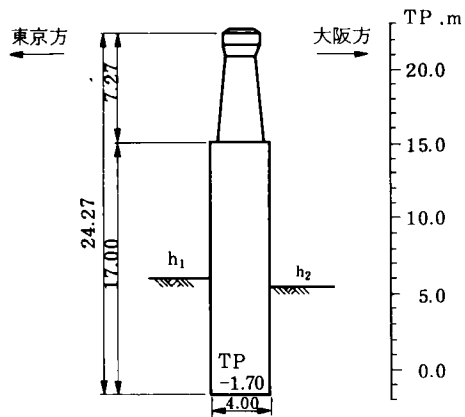


図 3.42

洗掘状況（廃線）

| 流 量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流 向<br>( $^{\circ}$ ) | 河 床 高        |              |
|----------------------------------|-----------------------|--------------|--------------|
|                                  |                       | $h_1$ (T·P·) | $h_2$ (T·P·) |
| 7,500                            | 10                    | 7.0          | 7.0          |
| 10,000                           | "                     | 7.0          | 7.0          |
| 14,400                           | "                     | 6.0          | 6.0          |
| 16,600                           | "                     | 5.0          | 5.0          |

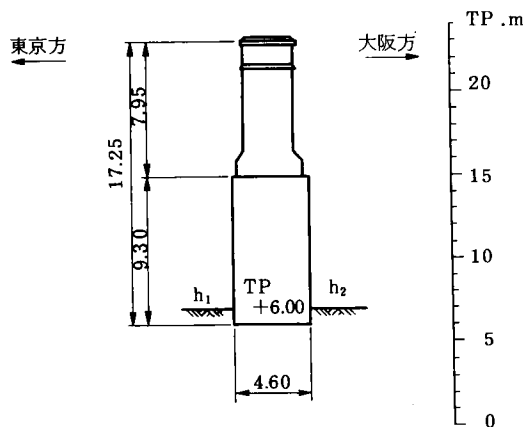


図 3.43

(2) 抗力実験結果の適用

抗力実験結果をまとめた図 3.30 及び図 3.31 により流水圧とその作用位置をまとめると表 3.14 のようになる。なお図によると、線路直角方向流水圧の最大値と線路方向流水圧の最大値は、ほぼ同時に発生しているので、安定計算では線路直角方向流水圧及び線路方向流水圧は最大値を使用する。なお作用位置は流速分布の測定結果より定めた。次に水位測定結果をまとめると表 3.15 のようになる。なお安定計算で使用する水位は平均値とした。

今回の実験では  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合については測定しておらず、又流向  $0$  度の場合は河道作成流量  $14,400 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合のみを測定しているので、 $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合等については次のように推定した。

表 3.14 安定計算で使用する流水圧とその作用位置

| 橋脚名 | 流 量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流 向<br>( $^{\circ}$ ) | 河床作成流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流 水 圧 (tf)               |       | 作 用 位 置     |         |
|-----|----------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------|-------|-------------|---------|
|     |                                  |                       |                                     | 線路直角<br>方 向              | 線路方向  | 線路直角<br>方 向 | 線路方向    |
| 上り線 | 10,000                           | 10                    | 10,000                              | 34.3                     | 72.0  | TP+14.0     | TP+12.1 |
|     | 14,400                           | 10                    | 14,400                              | 70.7                     | 98.6  | 14.2        | 14.7    |
|     | 16,600                           | 10                    | 16,600                              | 66.5                     | 124.3 | 15.1        | 14.4    |
| 下り線 | 10,000                           | 10                    | 10,000                              | 25.7 (Min)<br>64.3 (Max) | 47.2  | 12.7        | 13.4    |
|     | 14,400                           | 10                    | 14,400                              | 122.2<br>156.5           | 177.9 | 13.8        | 13.4    |
|     | 16,600                           | 10                    | 16,600                              | 126.5<br>175.8           | 291.5 | 13.7        | 13.0    |
|     | 10,000                           | 0                     | 14,400                              | 0.0<br>42.9              | 60.0  | 12.7        | 12.7    |
|     | 14,400                           | 0                     | 14,400                              | 56.6<br>121.8            | 94.3  | 14.3        | 14.4    |
|     | 16,600                           | 0                     | 14,400                              | 57.9<br>122.6            | 132.9 | 13.1        | 13.4    |
| 廃線  | 10,000                           | 10                    | 10,000                              | 42.9                     | 42.9  | 13.0        | 13.0    |
|     | 14,400                           | 10                    | 14,400                              | 90.0                     | 108.9 | 12.6        | 12.9    |
|     | 16,600                           | 10                    | 16,600                              | 128.6                    | 141.5 | 13.7        | 13.3    |

なおこの測定結果より抗力係数および揚力係数を計算し、国鉄で用いている係数  $K$  に換算し、更に設計水深および流速も併せて整理したのが表 3.16 である。

表 3.15 水 位

| 橋 脚 名 | 流 量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流 向<br>( $^{\circ}$ ) | 河床作成流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 水 位 の 実 験 値 (TP) |       |       |       | 計算で使用する水位<br>(TP) |
|-------|----------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|------------------|-------|-------|-------|-------------------|
|       |                                  |                       |                                     | 上流側              | 下流側   | 東京方   | 大阪方   |                   |
| 上 り 線 | 10,000                           | 10                    | 10,000                              | 19.76            | 17.05 | 17.52 | 17.06 | 17.8              |
|       | 14,400                           | 10                    | 14,400                              | 18.44            | 18.45 | 20.66 | 19.98 | 19.4              |
|       | 16,600                           | 10                    | 16,600                              | 20.96            | 18.67 | 21.80 | 21.00 | 20.6              |
| 下 り 線 | 10,000                           | 10                    | 10,000                              | 17.20            | 17.49 | 18.79 | 16.99 | 17.5              |
|       | 14,400                           | 10                    | 14,400                              | 20.48            | 17.97 | 19.50 | 17.94 | 19.0              |
|       | 16,600                           | 10                    | 16,600                              | 21.84            | 19.42 | 20.62 | 18.63 | 20.0              |
|       | 10,000                           | 0                     | 14,400                              | 17.49            | 17.39 | 17.30 | 17.08 | 17.5              |
|       | 14,400                           | 0                     | 14,400                              | 20.03            | 19.34 | 18.44 | 18.60 | 19.0              |
|       | 16,600                           | 0                     | 14,400                              | 20.99            | 19.32 | 20.35 | 18.89 | 20.0              |
| 廃 線   | 10,000                           | 10                    | 10,000                              | 17.94            | 17.31 | 17.48 | 16.95 | 17.4              |
|       | 14,400                           | 10                    | 14,400                              | 19.34            | 17.86 | 18.03 | 17.86 | 18.3              |
|       | 16,600                           | 10                    | 16,600                              | 21.34            | 19.15 | 19.60 | 18.03 | 19.5              |

1) 流向  $10^{\circ}$  の場合

表 3.16 の実験結果より図 3.44～3.46 を作成し、 $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  のとき各係数を内挿により推定する (表 3.17)。 $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合の設計水深 = 6.8m, 設計流速 =  $4.65 \text{ m}/\text{s}$  とすると、各流体力は表 3.18 のようになる。

表 3.16 抗力・揚力係数の比較

| 流 向          | 流 量                              | 設計水深       | 設計流速                          | 橋 脚   | 橋軸直角方向(抗力)         |       | 橋軸方向(揚力)           |       |
|--------------|----------------------------------|------------|-------------------------------|-------|--------------------|-------|--------------------|-------|
|              |                                  |            |                               |       | 抗 力                | 係数 K  | 揚 力                | 係数 K  |
| $10^{\circ}$ | $(\text{m}^3/\text{s})$<br>10000 | (m)<br>7.2 | $(\text{m}/\text{s})$<br>5.86 | 上 り 線 | 34.3 <sup>tf</sup> | 0.034 | 72.0 <sup>tf</sup> | 0.072 |
|              |                                  |            |                               | 下 り 線 | 64.3               | 0.047 | 47.2               | 0.035 |
|              |                                  |            |                               | 廃 線   | 42.9               | 0.038 | 42.9               | 0.038 |
|              | 14400                            | 8.1        | 7.49                          | 上 り 線 | 70.7               | 0.039 | 98.6               | 0.054 |
|              |                                  |            |                               | 下 り 線 | 156.5              | 0.063 | 177.9              | 0.071 |
|              |                                  |            |                               | 廃 線   | 90.0               | 0.043 | 108.9              | 0.052 |
|              | 16600                            | 8.6        | 8.14                          | 上 り 線 | 66.5               | 0.029 | 124.3              | 0.055 |
|              |                                  |            |                               | 下 り 線 | 175.8              | 0.056 | 291.5              | 0.093 |
|              |                                  |            |                               | 廃 線   | 128.6              | 0.049 | 141.5              | 0.054 |
| $0^{\circ}$  | 14400                            | 8.1        | 7.49                          | 上 り 線 | 128.6              | 0.071 | 30.0               | 0.017 |
|              |                                  |            |                               | 下 り 線 | 121.8              | 0.049 | 94.3               | 0.038 |
|              |                                  |            |                               | 廃 線   | 38.6               | 0.018 | 60.0               | 0.029 |

注) 表中の数字は国鉄の用いている  $P = KAV^2$  という式の表現に合わせてあるので通常の抗力係数  $C_d$  揚力係数  $C_L$  とは一致していない。



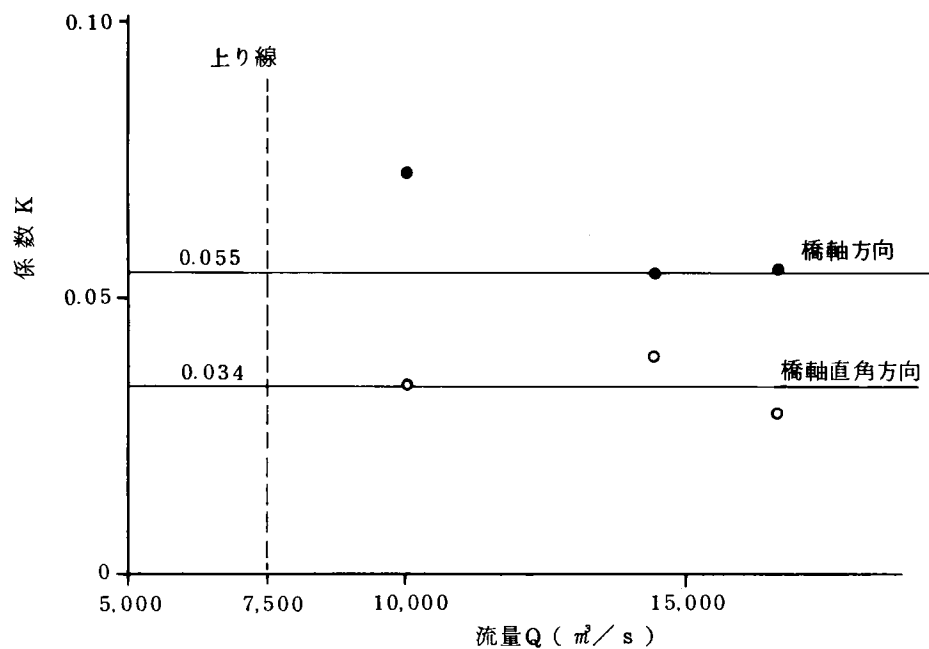


図 3.44 係数  $K$  の推定 (流向  $10^\circ$ , 上り線)

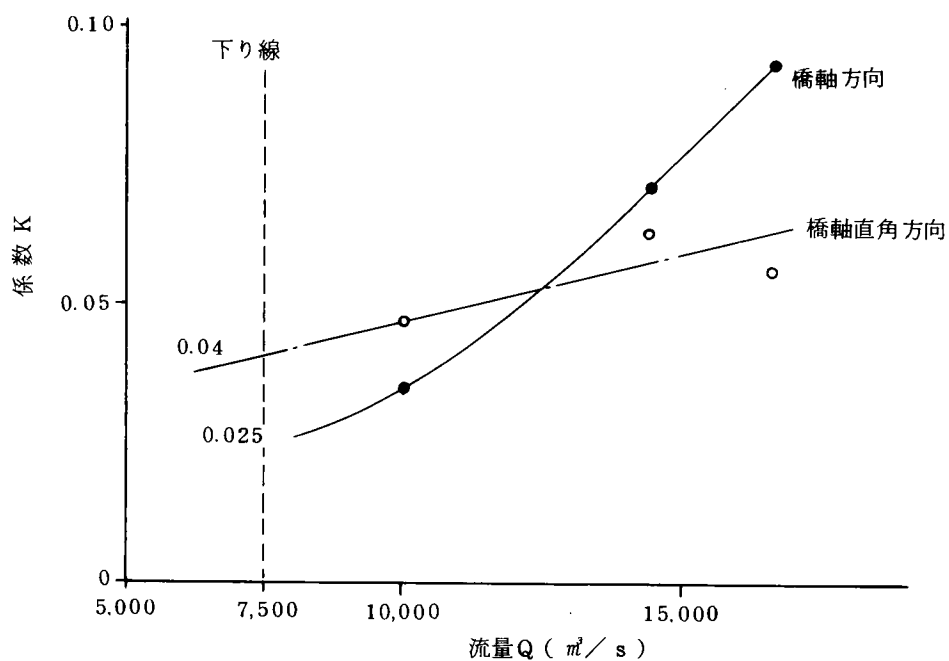


図 3.45 係数  $K$  の推定 (流向  $10^\circ$ , 下り線)

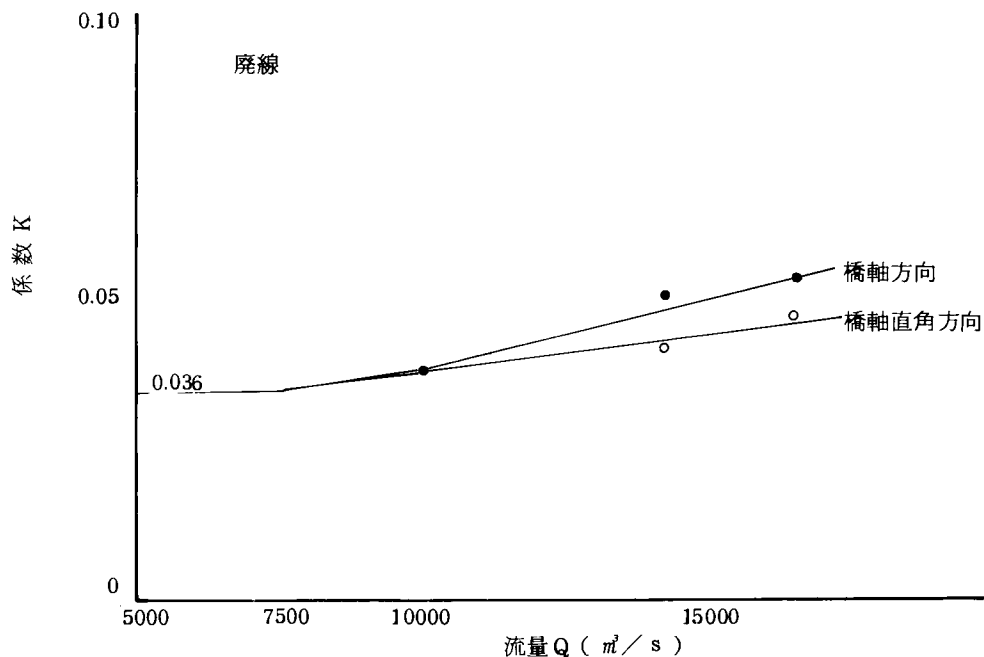


図 3.46 係数 K の推定（流向 10°，廃 線）

表 3.17 7,500 m³/s の場合の推定

|       | 橋 軸 直 角 方 向<br>( 係 数 K ) | 橋 軸 方 向<br>( 係 数 K ) |
|-------|--------------------------|----------------------|
| 上 り 線 | 0.034                    | 0.055                |
| 下 り 線 | 0.040                    | 0.025                |
| 廃 線   | 0.036                    | 0.035                |

表 3.18 7,500 m³/s の場合の抗力及び揚力

|       | 橋 軸 直 角 方 向<br>( 抗 力 ) tf | 橋 軸 方 向<br>( 揚 力 ) tf |
|-------|---------------------------|-----------------------|
| 上 り 線 | 20.0                      | 32.3                  |
| 下 り 線 | 32.2                      | 20.2                  |
| 廃 線   | 24.3                      | 23.7                  |

注) 7,500 m³/s の場合の設計水深 = 6.8 m, 設計流速 = 4.65 m/s とすると各流体力は表 3.18 のようになる。

## 2) 流向 0° の場合

河床が 14,400 m³/s の場合についてしか実験していないので、表 3.19～表 3.21 のように推定した。

表3.19 上り線の抗力及び揚力

|                          | (抗力) tf | 係 数 K | (揚力) tf | 係 数 K |
|--------------------------|---------|-------|---------|-------|
| 10,000 m <sup>3</sup> /s | 65.2    | 0.006 | 20.6    | 0.021 |
| 14,400 m <sup>3</sup> /s | 128.6   | 0.071 | 30.0    | 0.017 |
| 16,600 m <sup>3</sup> /s | 128.6   | 0.056 | 31.7    | 0.014 |
| 平 均                      |         | 0.064 |         | 0.017 |

7,500 m<sup>3</sup>/s の推定      抗力 = 37.6tf      揚力 = 10.0tf

表3.20 下り線の抗力及び揚力

|                          | 抗力 tf | 係 数 K | 揚力 tf | 係 数 K |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| 10,000 m <sup>3</sup> /s | 42.9  | 0.032 | 60.0  | 0.044 |
| 14,000 m <sup>3</sup> /s | 121.8 | 0.049 | 94.3  | 0.038 |
| 16,000 m <sup>3</sup> /s | 122.6 | 0.039 | 132.9 | 0.042 |
| 平 均                      |       | 0.040 |       | 0.041 |

7,500 m<sup>3</sup>/s の推定      抗力 = 32.3tf      揚力 = 33.1tf

表3.21 廃線の抗力及び揚力

|                          | 抗力 tf | 係 数 K | 揚力 tf | 係 数 K |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| 10,000 m <sup>3</sup> /s | 38.6  | 0.034 | 34.3  | 0.030 |
| 14,400 m <sup>3</sup> /s | 38.6  | 0.018 | 60.0  | 0.029 |
| 16,600 m <sup>3</sup> /s | 60.0  | 0.023 | 64.3  | 0.025 |
| 平 均                      |       | 0.025 |       | 0.028 |

7,500 m<sup>3</sup>/s の推定      抗力 = 16.9tf      揚力 = 18.9tf

### 3.5.3 解析の内容及び計算条件

#### (1) 解析の内容

予備計算結果及び水理実験で測定された洗掘状況、流水圧等をもとに4P下り線橋脚倒壊の状況を計算により検討する。

倒壊状況を検討すべき事実としては、次の3項目があげられる。

- ① 上り線・下り線・廃線の内、真中の橋脚から先に倒壊した事
- ② 流量14,400 m<sup>3</sup>/s で倒れた事
- ③ 流水直角方向に倒れた事

このような①～③の状況を検討するために、上り線・下り線・廃線の基礎の線路方向の安定計算を流量  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $16,000 \text{ m}^3/\text{s}$  についておこなった。

## (2) 計算条件

計算は線路方向及び線路直角方向について、次の仮定のもとに行う。

- ① 安定計算手法は、下り線と廃線は直接基礎の安定計算方法を使用し、上り線はケーソン基礎の安定計算方法を使用する。
- ② 下り線と廃線の側面及び底面地盤は玉石まじり砂礫層と考え、予備計算の基本の計算ケースの土質定数を使用する。上り線については、TP + 4.0m以浅を玉石まじり砂礫層とし、それ以深を凝灰角礫岩 ( $\gamma_t = 2.4 \text{ tf}/\text{m}^3$ ,  $q_u = 39 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ ) とする。
- ③ 基礎の底面形状は、く形とする。
- ④ 上部工の影響は考えない。ただし、風荷重として下流側より上流側へ向かって  $25 \text{ m}/\text{s}$  の風を考慮する。
- ⑤ 線路方向（線路直角方向）の安定計算において、線路直角方向（線路方向）の流水圧も考慮する。

## 3.5.4 解析の結果及び考察

計算結果を図 3.47～図 3.50 にまとめた。これから次の事が言える。

### 1) 上り線・下り線・廃線の内真中の橋脚が転倒した事。

図 3.47、図 3.49 及び図 3.50 を見ると、流量  $14,400 \text{ m}^3/\text{s}$  の時上り線及び廃線については転倒、鉛直支持力、水平支持力に対する安全率がいずれも 2.0 以上であるのに対し、下り線では安全率が 1.0 を割っており、明らかに下り線が最も転倒し易い状況にあったと言える。

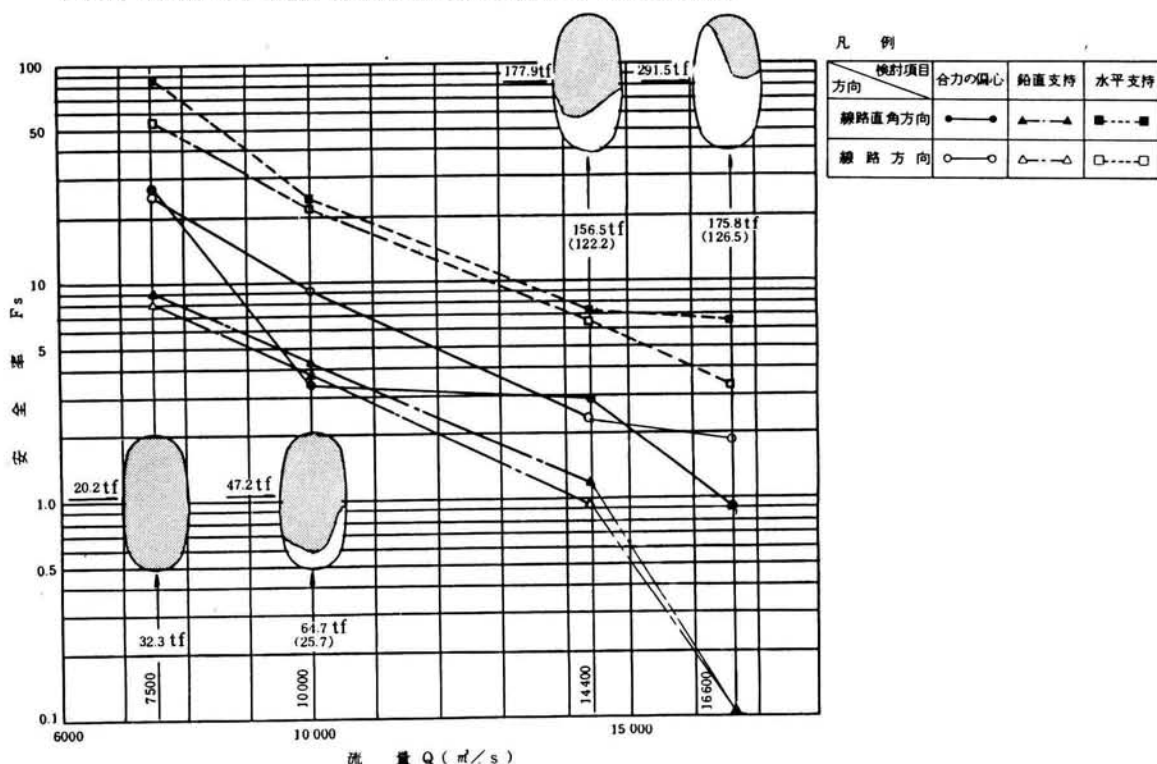


図 3.47 安定計算結果（下り線 流向  $10^\circ$ ）

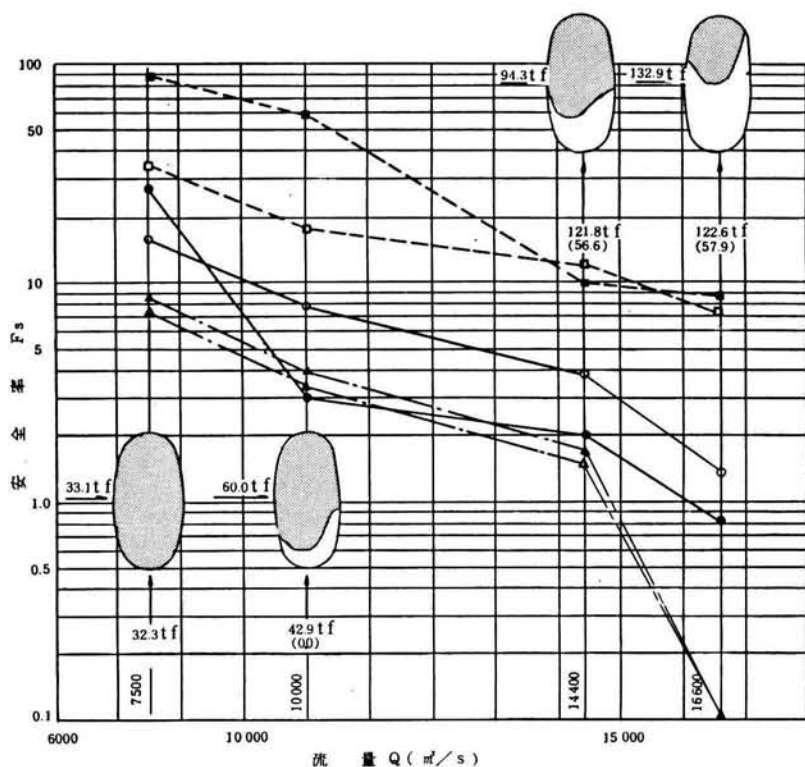


図 3.48 安定計算結果(下り線 流向  $0^\circ$ )

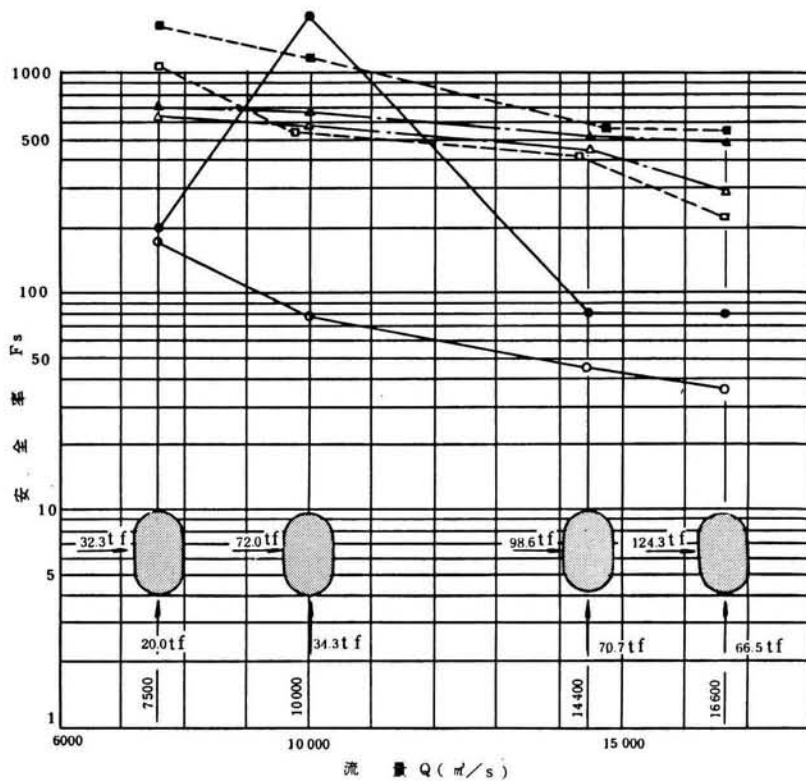


図 3.49 安定計算結果(上り線 流向  $10^\circ$ )

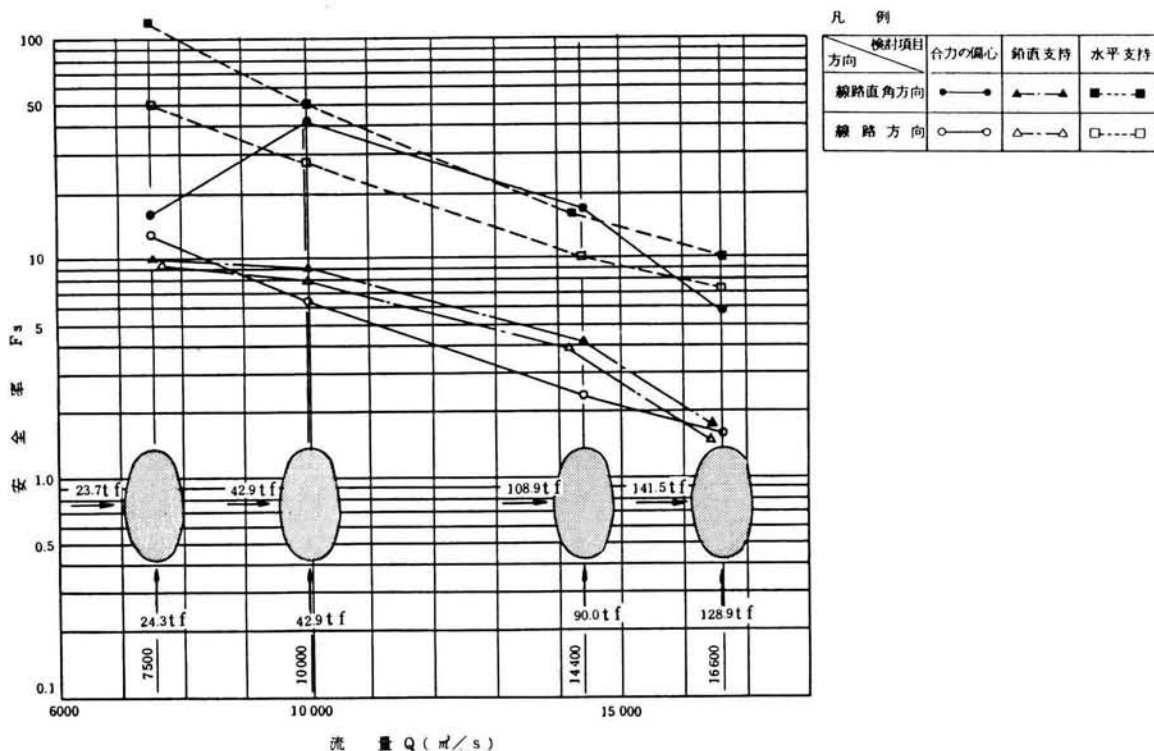


図 3.50 安定計算結果 (廃線流向 10°)

このようになった原因は、下り線が一番根入れが小さく刃口付近まで洗掘されていたのに対し、上り線及び廃線には余裕のあった事による。

## 2) 流量 14,400 m³/s で倒れた事。

下り線流向 10°の計算結果をみると 10,000 m³/s に対しては安全率が 3 以上であるのに 14,400 m³/s では丁度 1.0 を割り込んでおり、10,000 m³/s では転倒しないが 14,400 m³/s では十分転倒の可能性のある事がわかる。

## 3) 流水直角方向に倒れた事。

図 3.47、図 3.48 を比べると下り線 4P に関し流向 0°では安全率が 1.5 程度であるのに 10°では上述のように 1.0 以下となっており、流水の偏心による影響が見られる。また被災前と同じ状況に根固め工を配置した実験結果で判明したように、異形ブロックの積みかたの差のため大阪方が早く洗掘され、この結果大阪方へ線路方向 (流水直角方向) に転倒したと考えられる。この際大阪方の異形ブロックの流出により河床が洗掘されたため荷重が大阪方に偏心し、かつ洗掘域付近の地盤が弱くなっていたため、大阪方地盤が塑性化したものであろうと考えられる。

以上により下り線橋脚の倒壊に関する 3 つの検討項目について十分説明できたと考えてよい。

### 3.6 橋りょうの洗掘と抗力に関する実験的考察

#### 3.6.1 概 説

前節までに述べた富士川橋りょうをモデルとした洪水時における橋りょうの被災機構の研究の結果、洗掘により橋脚が倒壊に至る状況の詳細、橋りょうに加わる抗力の実態に関して有効な工学的知見を得た。ここでは、これらの知見を橋りょうの安全管理に一般的に適用し得るものとするため実験により研究を進める。

本節で研究する内容及びその視点は次の通りである。

- (1) 前節までの検討で橋りょうの倒壊が洗掘によって生ずる事、正確な洗掘深を用いて安定解析をすれば倒壊の状況が説明できる事を確認した。一方、富士川橋りょうの災害結果により従来提案されている多くの洗掘深予測式を検討した結果、Laursen・中川・建設省土木研究所・Tarapore等実用的に適用可能な式は多くあり、過去に鉄道橋の管理に多用された式の型等を考慮するとTaraporeの式が今後実用に供する予測式となり得る事を確認した。そのため、ここでは一般的な形状の橋脚模型により洗掘実験を行い、洗掘深予測式を提案することとする。
- (2) 洗掘実験にさいしては、次の事項について考慮することとする。
  - 1) 第4章にて詳述するが、一般に鉄道橋の被災が主として問題になるのは扇状地河川であり、一方過去の実験ではそのような場に相当する水深と河床材料の大きさの比（水深粒径比）の比較的小さい所を想定しての洗掘深に関する実験が少ない。従って、ここではそのような場を想定して実験する。
  - 2) 被災機構解明のための模型実験で通水時間を長くすると砂堆が観察された。又、洗掘深の推定に有効と思われ国鉄でも多用されている須賀の研究により得られた局所洗掘をあらわす図には既に河床波の影響が含まれている。従って、ここでは砂堆等の小規模河床波の局所洗掘に及ぼす程度について検討する事とする。なお、国鉄橋りょうの洗掘による被災が問題となるのは多くは中規模河床波の卓越する場と考えられるが、その影響については次章の全国的な河床変動の調査により研究する事とする。
  - 3) 今回モデルとして検討した富士川橋りょうのように流れ方向に橋脚の並んでいるもの、流れの方向が橋脚に対し斜めに当たっているものの例は多いが、過去の実験では単独橋脚の洗掘に関するものが多いので、今回は並列橋脚の場合橋脚間隔の変化が洗掘深に及ぼす影響、流れの方向が斜めの場合の洗掘深の変化についても検討する。
  - 4) 流れのフルード数の変化による洗掘深の変化について調べる。
- (3) 安定解析には、今回の実験で測定された係数を用いており、その結果被災の過程が良く説明されている。しかし、この係数は鉄道橋の技術基準でこれまで使用していたものとは一致していない。このため、この点について検討する。実験に際しては標準的な円柱形の単独橋脚に加わる抗力について検討し、鉄道橋の基準で従来使用していたものと比較する他、円柱橋脚が流れ方向に直列に並んだ場合、後方橋脚に作用する抗力が橋脚間隔やフルード数によりどのように変化するか、流れが斜めに当たった場合はどうかについても実験し、一般的な抗力の算定式を得る事とする。

#### 3.6.2 洗掘実験

実験の装置、条件、内容について記すと次の通りである。

##### (1) 実験の装置及び条件

使用した水路は、3.4に述べた実験に使用したものと同一である。

橋脚は円柱橋脚とし、直径 $D = 90\text{ mm}$ の塩ビ管を用いた。円柱橋脚模型は図3.51に示した試験ケース

に応じ塩ビ板に接着しておき，それを模型取付台にセットする(図 3.52)。砂の敷設は一樣とし，敷設厚さは水路底面が他より 30 cm 下っている観測部分が 60 cm，他の区間は 30 cm とした。河床材料には砂を用いたが，ここで用いる砂の水中安息角を図 3.53 に示す方法で測定した結果， $\theta_1 = 35.1^\circ$   $\theta_2 = 31.1^\circ$   $\bar{\theta} = 33.1^\circ$  が得られた。この  $\bar{\theta}$  と久宝が求めた平均粒径 ( $d_m$ ) と安息角 ( $\theta_d$ ) の上限・下限のグラフとを比較すると図 3.54 のようになる。したがって，実験に用いた砂は水中安息角から見て，ほぼ標準的な砂といえることを確認した。

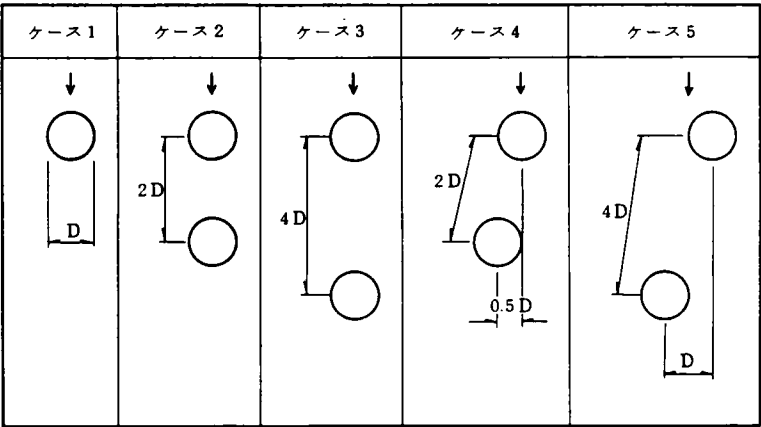


図 3.51 円柱橋脚の配列

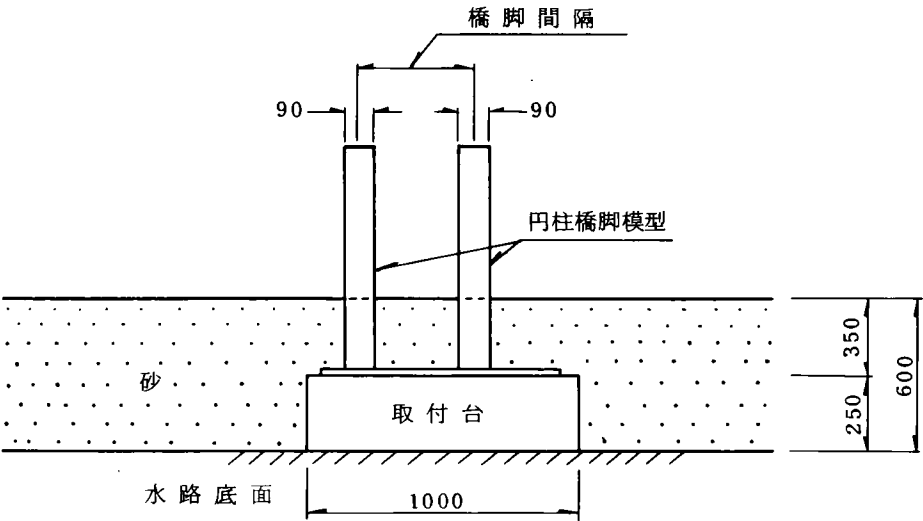


図 3.52



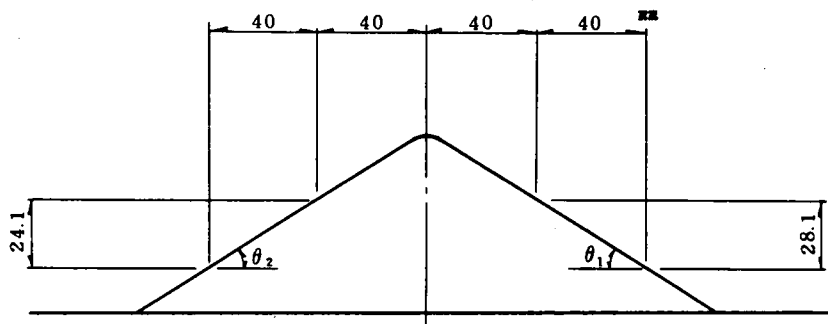


図 3.53 使用砂の水中安息角の測定

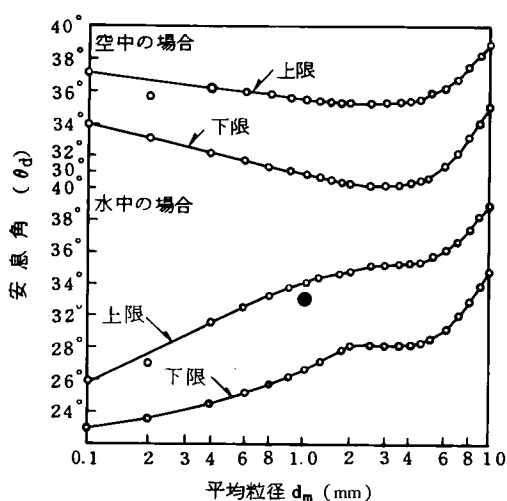


図 3.54 安息角と平均粒径の関係

3.6.1 に述べたように  $h/d_m$  が比較的大きい領域 ( $h/d_m \approx 1000$ ) での実験は従来より数多く行なわれており、一方鉄道橋は扇状地性河川に位置するものが多いという点を考慮して水深粒径比 ( $h/d_m$ ) の比較的小さい領域 ( $h/d_m = 100 \sim 200$ ) を想定して実験を行った。表 3.22 にその条件を示す。

表 3.22 実験条件一覧表

| 項 目     |     | 洗 掘 実 験 の 条 件               |                        |
|---------|-----|-----------------------------|------------------------|
| 実 験 水 路 |     | 長さ 25 m 幅 1.2 m 深さ 0.8 m    |                        |
| 使 用 砂   |     | $d_m = 1.2 \text{ mm}$ の一様砂 |                        |
| 模 型 橋 脚 |     | $D = 9 \text{ cm}$ の円形橋脚    |                        |
| 橋 脚 配 置 |     | 7 ケース                       |                        |
| フルード数   | 0.4 | 河 床 勾 配                     | 1 / 300                |
|         |     | 水深 ( 流量 )                   | 20 cm ( 134 $\ell/s$ ) |
|         | 0.7 | 河 床 勾 配                     | 1 / 250                |
|         |     | 水深 ( 流量 )                   | 20 cm ( 253 $\ell/s$ ) |

## (2) 予備実験

本実験を行う場合に問題となる以下の条件を設定するため予備実験を実施した。

- 1) 移動床実験では、河床波（砂漣，砂堆など）が発生するが、どの河床波形態で実験を行うか。
- 2) 洗掘実験の通水時間を何分にするか。

表 3.23 は予備実験の実施条件及び生じた河床波の形態をしめすものである。

この結果より判断し実験は砂堆の発生領域で行うこととした。

表 3.23 実験条件と河床波形態

| 項 目<br>ケース | 流 量<br>$l/s$ | 河床勾配  | 水 深<br>( cm ) | Fr 数 | 河床の高さ<br>( cm ) | 河床波形態 |
|------------|--------------|-------|---------------|------|-----------------|-------|
| 1          | 235          | 1/200 | 20            | 0.7  | —               | 遷移領域  |
| 2          | 235          | 1/250 | 20            | 0.7  | 5～8             | 砂 堆   |
| 3          | 134          | 1/300 | 20            | 0.4  | 2～4             | 砂 堆   |

一方，図 3.55～図 3.57 に示すように通水後約 5 分で平衡洗掘深に達する事がわかった。また，河床波の発達も小さかった。このため実験での通水時間は約 5 分とした。

### ケース 1

|      |           |      |         |
|------|-----------|------|---------|
| 平均流量 | 235 $l/s$ | 平均水深 | 20.0 cm |
| Fr 数 | 0.7       | 河床勾配 | 1/200   |

河床形態 遷移領域

(砂堆・反砂堆 平坦)

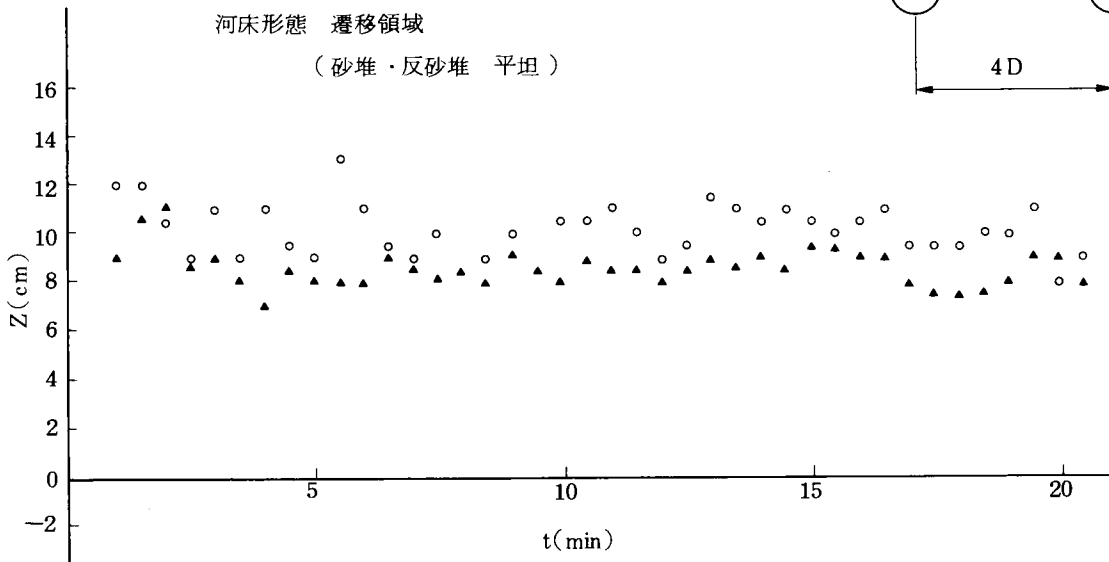


図 3.55 橋脚前面の洗掘深の変化(1)

ケース 2

|      |        |      |        |
|------|--------|------|--------|
| 平均流量 | 235ℓ/s | 平均水深 | 20.0cm |
| Fr 数 | 0.7    | 河床勾配 | 1/250  |

河床形態 砂堆

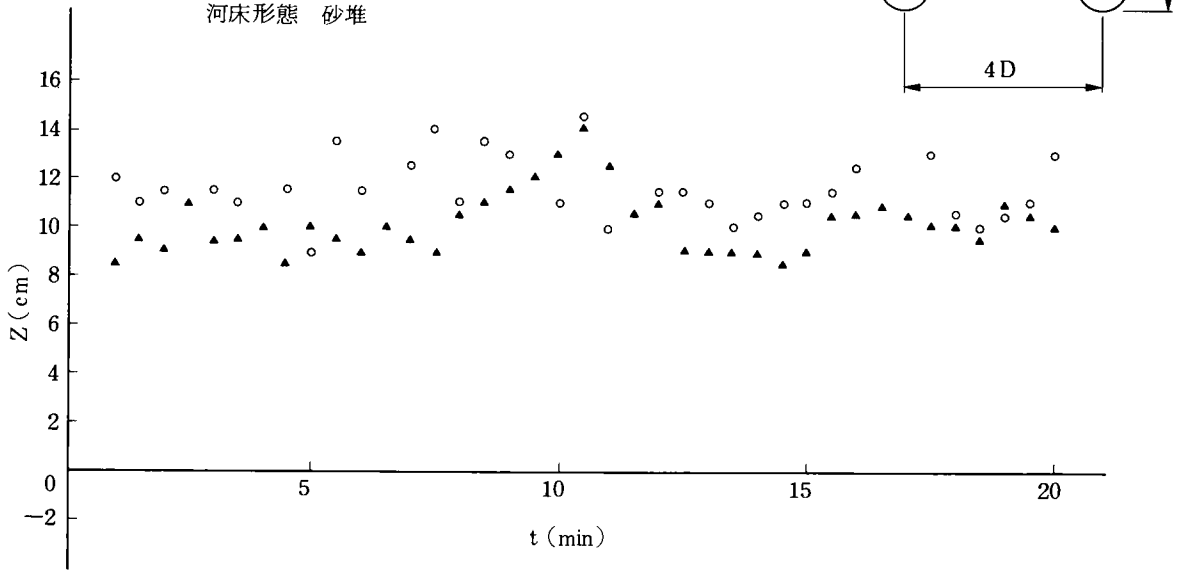


図 3.56 橋脚前面の洗掘深の変化(2)

ケース 3

|      |        |      |         |
|------|--------|------|---------|
| 平均流量 | 134ℓ/s | 平均水深 | 20.0 cm |
| Fr 数 | 0.38   | 河床勾配 | 1/300   |

河床形態 砂堆

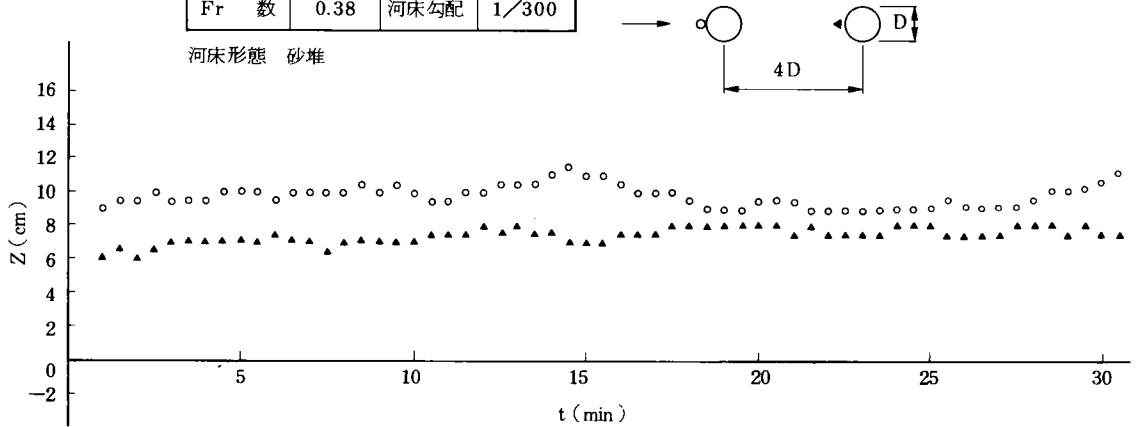


図 3.57 橋脚前面の洗掘深の変化(3)

### (3) 測定項目及び実験方法

#### 1) 測定項目

##### ① 洗掘形状等深線（洗掘深が平衡状態に達した後測定）

初期河床高より 2 cm ピッチで洗掘形状の等深線を結び、等深線図を作成し、洗掘範囲・堆積域を把握する。

##### ② 最終洗掘深の測定

円柱橋脚（1 本又は 2 本）の局所洗掘深を測定する。

##### ③ 水面勾配・流速

水深をマノメータで測定し、水面勾配の確認をする。6 割水深の位置で流速を測定し、平均流速の確認を行う。

#### 2) 実験方法

実験は図 3.58 に示したフローチャートに基づき最終洗掘深の測定を行うまで実施する。

### (4) 実験結果の考察

以上のような内容で実験を行い、次のような考察結果を得た。

#### 1) 洗掘深の時間変化特性

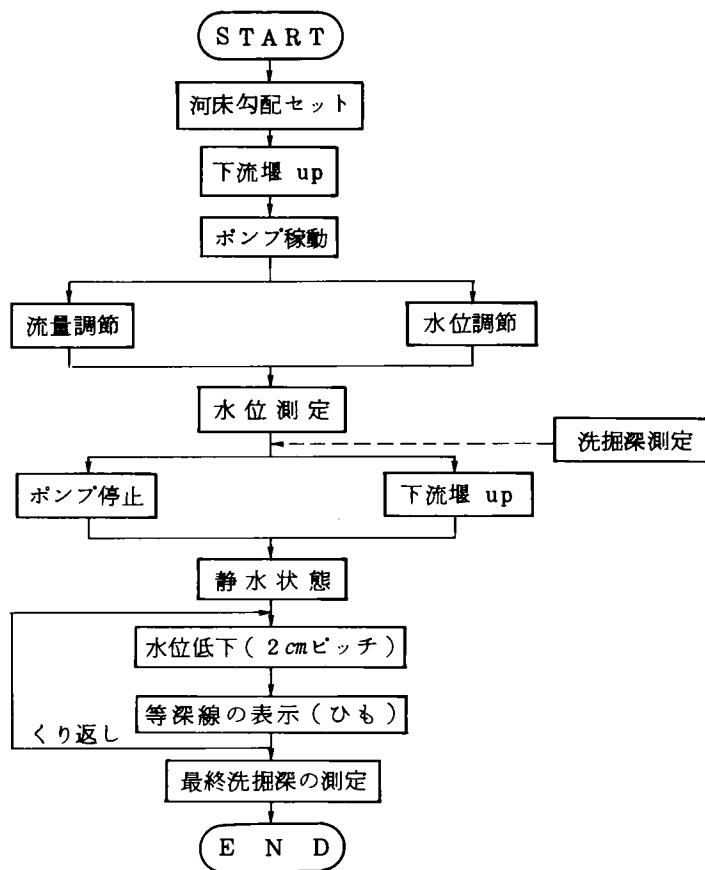


図 3.58 測定手順

橋脚回りの洗掘孔は、移動する砂堆の影響を受け洗掘深が時間と共に変化する。

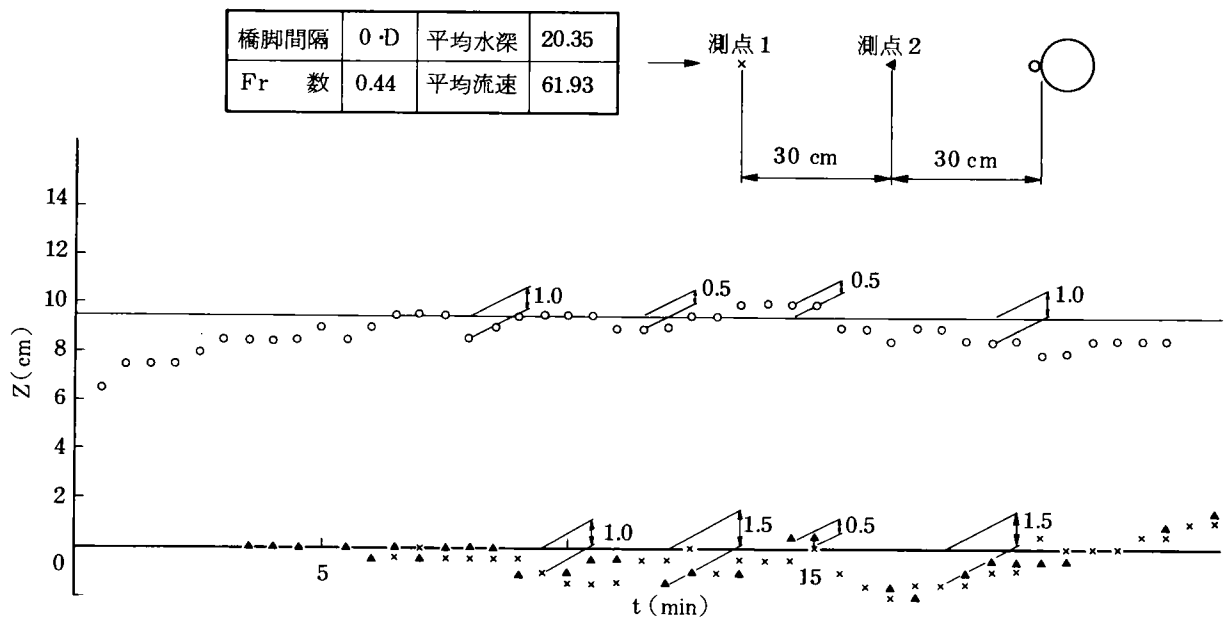


図 3.59 洗掘深と河床変動(1)

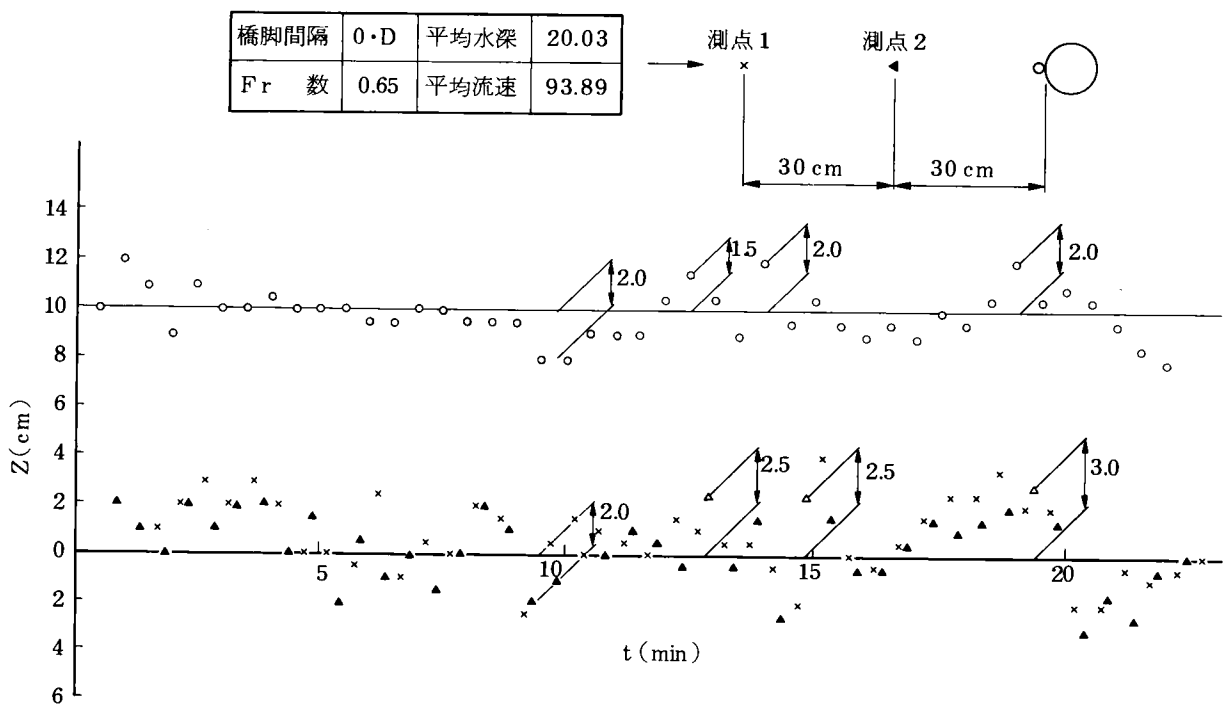


図 3.60 洗掘深と河床変動(2)

図 3.59 及び図 3.60 は橋脚前面の洗掘深の時間変化と橋脚前面よりそれぞれ 30 及び 60 cm 地点での砂堆による河床変動を示したものである。ただし、河床変動のプロットは砂堆の移動時間を考慮し、橋脚前面位置に時間位相を合わせたものである。これによると、洗掘深の時間変化は河床波の移動に強く影響されていることがわかる。

次に、この図より河床波の高さの何％が洗掘深に影響を与えるかを見るため、各時間での洗掘深の変動幅と河床の変動幅の比をとり、これらを平均した。

その結果は次の通りである。

$$\sum_{i=1}^n (\Delta Z_i / \Delta h_i) / N \approx 0.6 \sim 0.8$$

ここに  $\Delta Z_i$  : (各時間での洗掘深) - (平衡洗掘深)

$\Delta h_i$  : (各時間での河床高) - (初期河床高)

N : 測定数

よって、河床波の平均河床（ほぼ初期河床に等しい）からの高低の約 60～80％が洗掘深に影響する事がわかる。このような局所洗掘深の時間変化特性に着目した研究に鈴木等<sup>12)</sup>の研究があり、その中で河床波の約 60％が影響すると述べられている。今回の実験では、条件は異なるが同程度ないし、それより大きな変動が観察された。実験精度の問題もあるが、今回の調査の主旨があくまでも実用式の提案にあたるため、安全率をみると今回測定された結果を用いて河床波の洗掘深に及ぼす影響を算定するにはその 80％を取るよう提案するのが望ましいといえる。

一般に、小規模河床波の生成は水深や粒径に関係しており、砂州のような中規模河床波のそれは水路幅に関係する。今回のような小さなスケールの模型実験では水路床に河床波が生成され、それが洗掘深の変動に影響を及ぼしている事が判明した。一方、実際の河川は、模型実験と異なり水深に比べて川幅が広いいため、3 次元的な河床波、言いかえると中規模河床波が卓越している。従って、実存する河川で小規模河床波が卓越するような河川領域でのみ今回の砂堆による洗掘深の時間変化特性に関する実験結果は意義を持つ。明らかに中規模河床波が卓越したような水理量領域での河床波の影響については次章で検討する。

## 2) 洗掘孔形状と洗掘範囲

### (i) 洗掘孔の形状

図 3.61 ～図 3.65 は実験後の河床状況を示したものである。この図によれば円柱橋脚の局所洗掘孔の形状は、橋脚上流側が半円状の逆円錐形を示し、最大洗掘の生じる位置は、各橋脚配置ケース共橋脚前面である事がわかる。

### (ii) 洗掘範囲

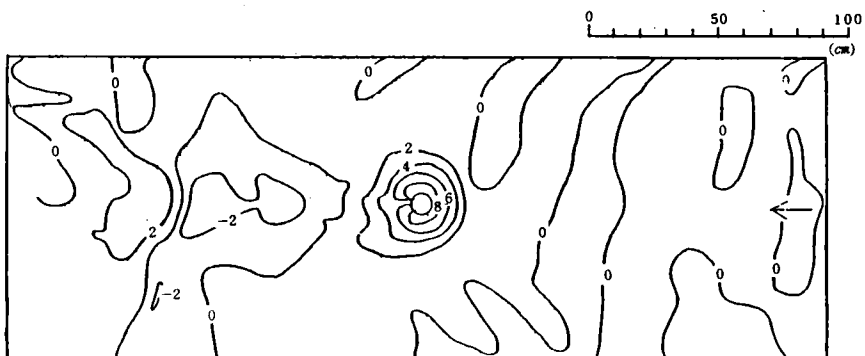
洗掘孔の形状を図 3.66 のように図式化し、橋脚による局所洗掘深の範囲をプロットしたのが図 3.67 及び図 3.68 である。この図により次のことが言える。

- ① 上流側の橋脚前頭部の洗掘範囲 ( $a_1$ ) は、フルード数、橋脚間隔に関係なく  $a_1 \approx 16 \text{ cm}$ , 1.8D 程度となる。
- ② 前方橋脚側部の流れ直角方向の洗掘範囲 ( $b_1$ ) は、若干のばらつきはあるものの、フルード数に関係なく  $b_1 \approx 1.7D$  程度となる。
- ③ 後方橋脚部の洗掘範囲 ( $b_2$ ) は橋脚間隔が増すに従い漸増し、前方橋脚のそれ ( $b_1$ ) に近づく。

例えば相対橋脚間隔:  $l/D = 4$  では、 $b_2 \approx D$  となる。

実験条件

|       |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 1-a   |
| 橋脚間隔  | 0・D   |
| 流 量   | 134   |
| 平均水深  | 22.32 |
| Fr 数  | 0.4   |



実験条件

|       |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 1-b   |
| 橋脚間隔  | 0・D   |
| 流 量   | 235   |
| 平均水深  | 21.87 |
| Fr 数  | 0.7   |

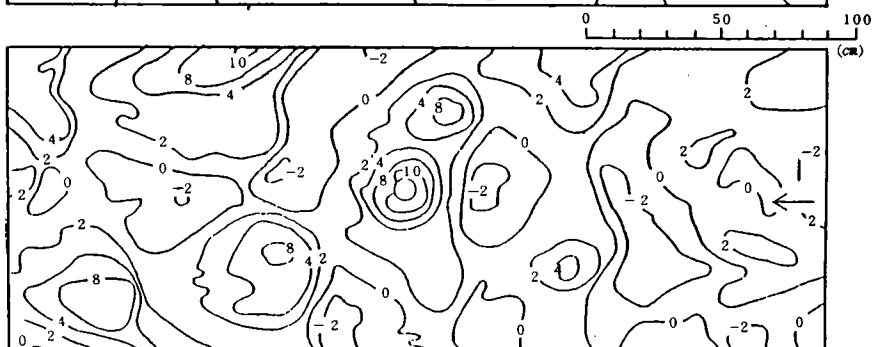
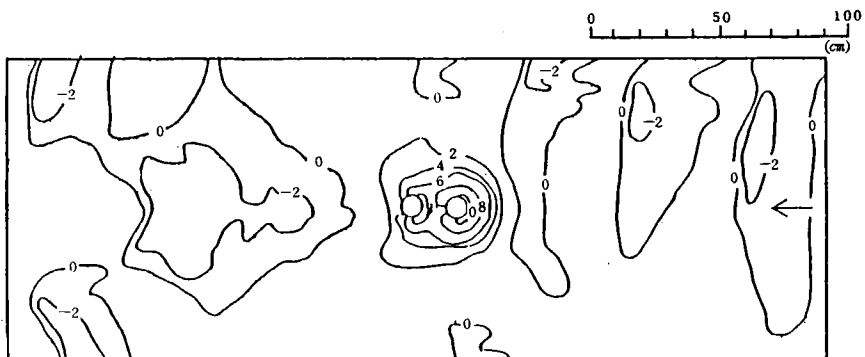


図 3.61 洗掘深形状比較図(1)

実験条件

|       |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 2-a   |
| 橋脚間隔  | 2D    |
| 流 量   | 134   |
| 平均水深  | 20.13 |
| Fr 数  | 0.4   |



実験条件

|       |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 2-b   |
| 橋脚間隔  | 2D    |
| 流 量   | 235   |
| 平均水深  | 18.76 |
| Fr 数  | 0.7   |

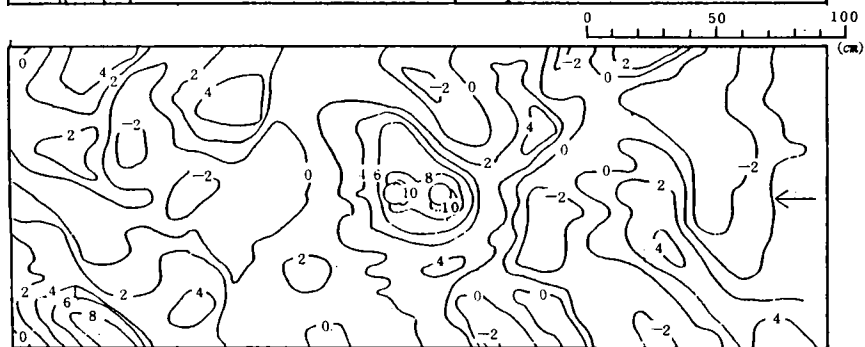
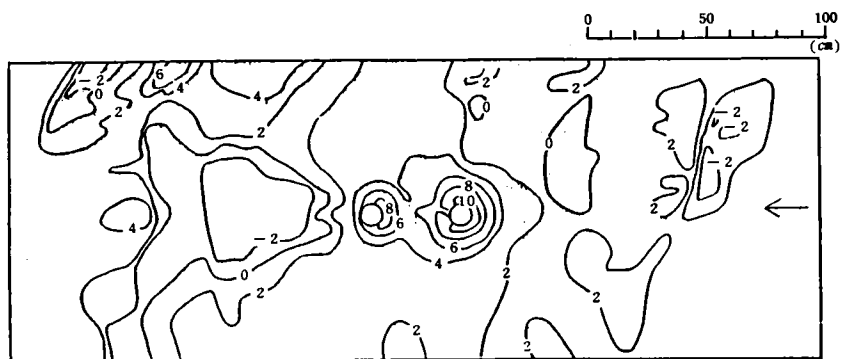


図 3.62 洗掘深形状比較図(2)

| 実験条件  |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 3-a   |
| 橋脚間隔  | 4D    |
| 流量    | 134   |
| 平均水深  | 21.12 |
| Fr 数  | 0.4   |

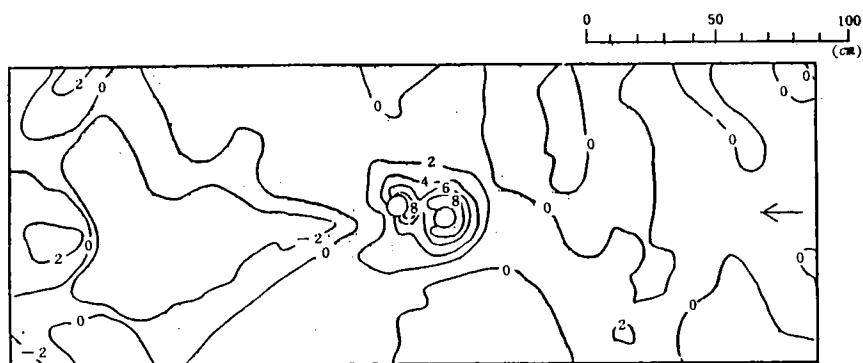


| 実験条件  |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 3-b   |
| 橋脚間隔  | 4D    |
| 流量    | 235   |
| 平均水深  | 20.79 |
| Fr 数  | 0.7   |



図 3.63 洗掘深形状比較図(3)

| 実験条件  |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 4-a   |
| 橋脚間隔  | 2D    |
| 流量    | 134   |
| 平均水深  | 20.90 |
| Fr 数  | 0.4   |



| 実験条件  |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 4-b   |
| 橋脚間隔  | 2D    |
| 流量    | 235   |
| 平均水深  | 19.73 |
| Fr 数  | 0.7   |

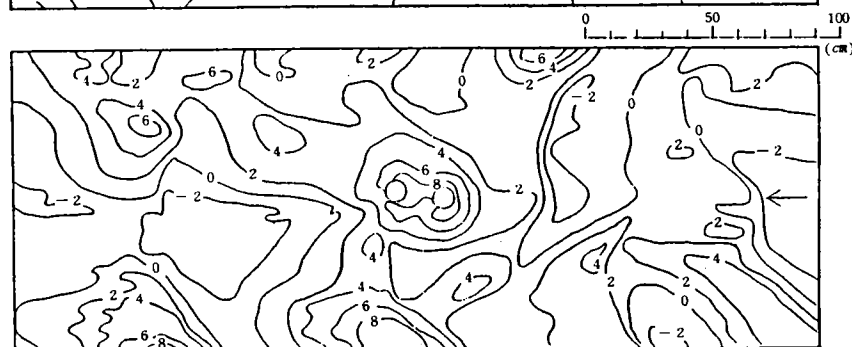
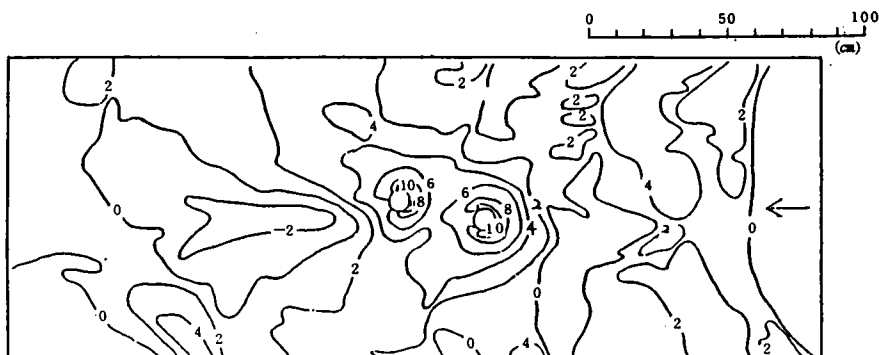


図 3.64 洗掘深形状比較図(4)



実験条件

|       |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 5-a   |
| 橋脚間隔  | 4D    |
| 流量    | 134   |
| 平均水深  | 18.73 |
| Fr 数  | 0.4   |



実験条件

|       |       |
|-------|-------|
| 実験ケース | 5-b   |
| 橋脚間隔  | 4D    |
| 流量    | 235   |
| 平均水深  | 22.14 |
| Fr 数  | 0.7   |

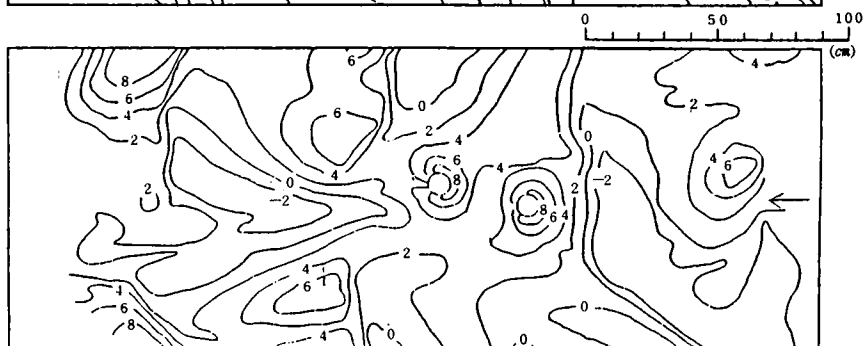


図 3.65 洗掘深形状比較図(5)

表 3.24 洗掘範囲一覧表

| ケース | 橋脚間隔 | 位置             | フルード数   |         | 位置             | フルード数   |         |
|-----|------|----------------|---------|---------|----------------|---------|---------|
|     |      |                | 0.4     | 0.7     |                | 0.4     | 0.7     |
| 1   | 単独   | a <sub>1</sub> | 16.3 cm | 15.5 cm | b <sub>1</sub> | 17.0 cm | 11.5 cm |
| 2   | 2D   | a <sub>1</sub> | 16.7 cm | 14.8 cm | b <sub>1</sub> | 16.8 cm | 11.2 cm |
|     |      | a <sub>2</sub> | 4.5 cm  | 6.8 cm  | b <sub>2</sub> | 5.7 cm  | 5.0 cm  |
| 3   | 4D   | a <sub>1</sub> | 13.1 cm | 18.3 cm | b <sub>1</sub> | 14.8 cm | 19.3 cm |
|     |      | a <sub>2</sub> | 7.5 cm  | 7.2 cm  | b <sub>2</sub> | 9.2 cm  | 8.9 cm  |
| 4   | 1.5D | a <sub>1</sub> | 14.7 cm | 17.8 cm | b <sub>1</sub> | 15.6 cm | 15.6 cm |
|     |      | a <sub>2</sub> | 1.3 cm  | 3.0 cm  | b <sub>2</sub> | 6.2 cm  | 14.7 cm |
| 5   | 3D   | a <sub>1</sub> | 16.5 cm | 16.0 cm | b <sub>1</sub> | 16.5 cm | 12.5 cm |
|     |      | a <sub>2</sub> | 6.0 cm  | 4.3 cm  | b <sub>2</sub> | 9.0 cm  | 8.5 cm  |

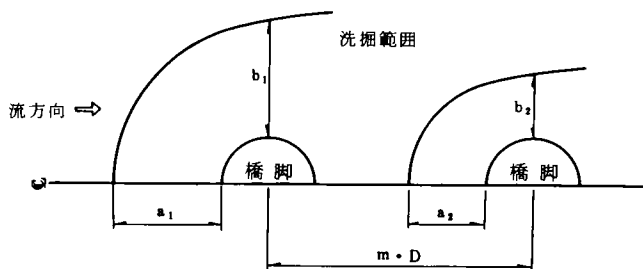


図 3.66 表 2.24 の記号の説明

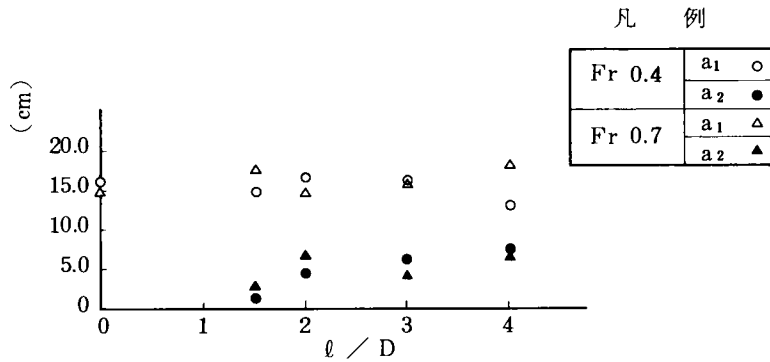


図 3.67 橋脚前部洗掘範囲

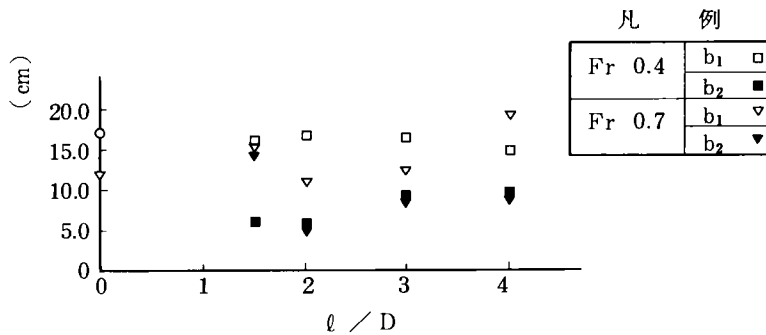


図 3.68 橋脚側部洗掘範囲

以上の結果をまとめると表 3.24 のようになる。

(iii) 洗掘範囲と河床材料の水中安息角

上記(ii)の結果を用い前方橋脚の洗掘範囲 ( $a_1$ ,  $b_1$ ) と実験に用いた砂の水中安息角を比べると図 3.69 となる。一般に、洗掘範囲と河床材料の水中安息角には密接な関係があるとされているがこの図より、橋脚の洗掘範囲は洗掘深と河床材料の水中安息角から推定しても大きな誤差がないことが確認される。

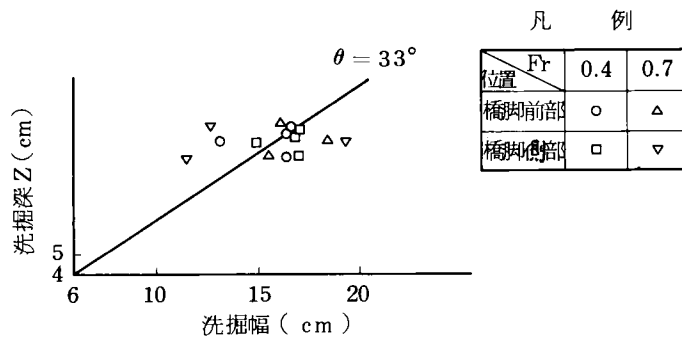


図 3.69 砂の水中安息角と洗掘範囲

### 3) 洗掘深と橋脚間隔、水理量の関係

各橋脚配列ケース共、前方橋脚の最終洗掘深 $Z_1 \approx 11.2$  cm, 洗掘深・橋脚径の比 $Z_1/D = 1.24$ となった。また、今回の実験では、 $Fr = 0.4, 0.7$  (両方共動的平衡状態) 相互に洗掘深の差異は見い出せなかった (図 3.70)。一方、後方橋脚の最終洗掘深 ( $Z_2$ ) は、 $Fr = 0.4$  の場合、 $Z_2 = 8.5$ ,  $Z_2/D \approx 0.94$ ,  $Fr = 0.7$  では、 $Z_2 \approx 11.0$ ,  $Z_2/D \approx 1.22$  となった。前方橋脚と後方橋脚の洗掘深比 ( $Z_2/Z_1$ ) は、 $Fr = 0.4$  の時、 $Z_2/Z_1 \approx 0.8$ ,  $Fr = 0.7$  の時  $Z_2/Z_1 = 0.95$  となる (図 3.71)。次に橋脚間隔を変えた時の洗掘形状の比較は、図 3.72 のとおりで、間隔の差異により、前方橋脚の洗掘形状はほとんど影響されない。更に橋脚を流れに対して直列とした場合と同ケースで流向を斜にした場合 (橋脚配置ケース 2 と 4, ケース 3 と 5) の比較では、局所洗掘深にはっきりした差は認められなかった (図 3.73, 図 3.74)。

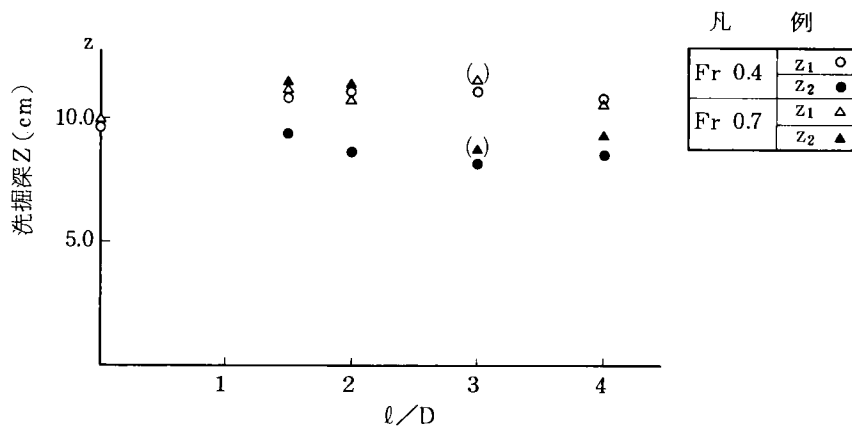


図 3.70 洗掘深の比較

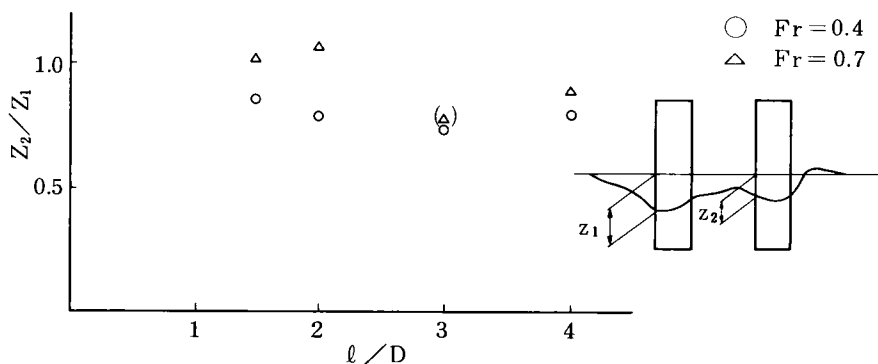


図 3.71 前・後橋脚の洗掘深比の比較

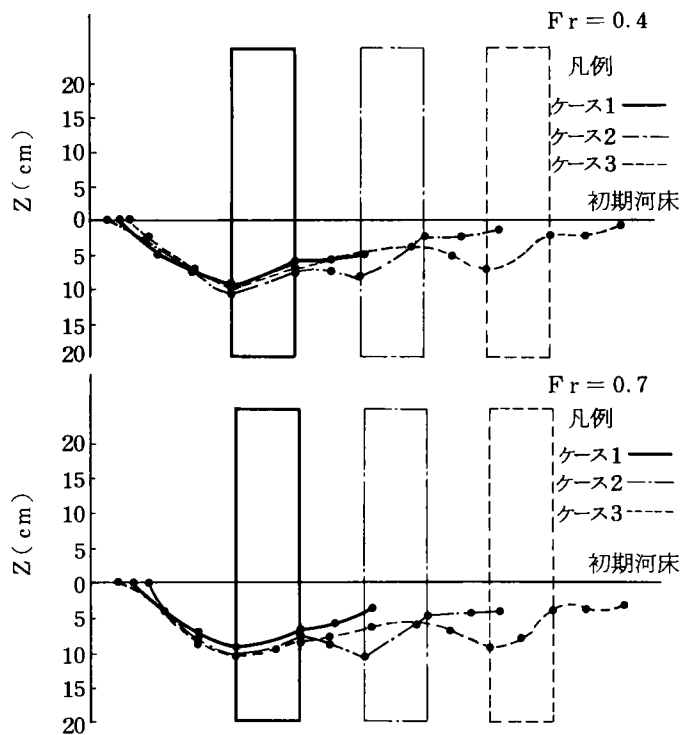


図 3.72 橋脚間隔による洗掘深比較( ケース 1, 2, 3 )

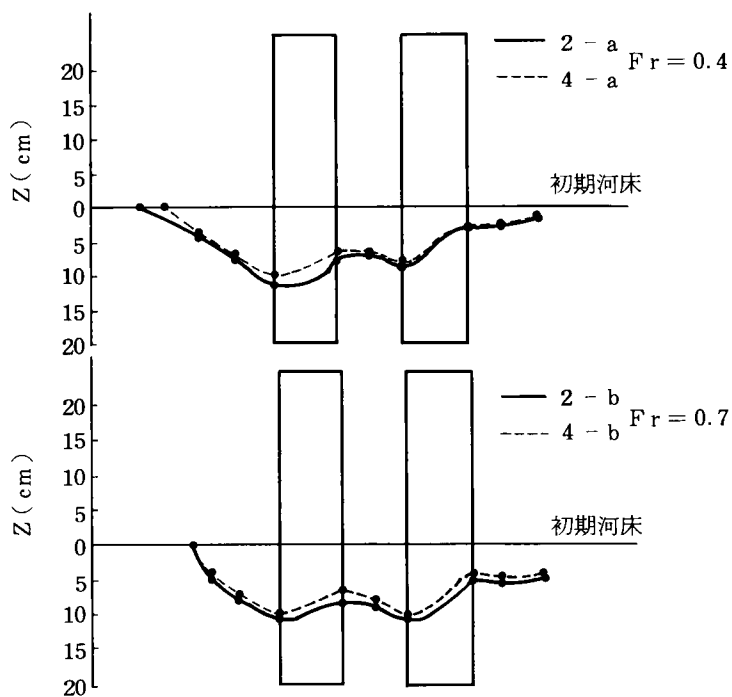


図 3.73 流れに対して直列と斜の比較( ケース 2, 4 )

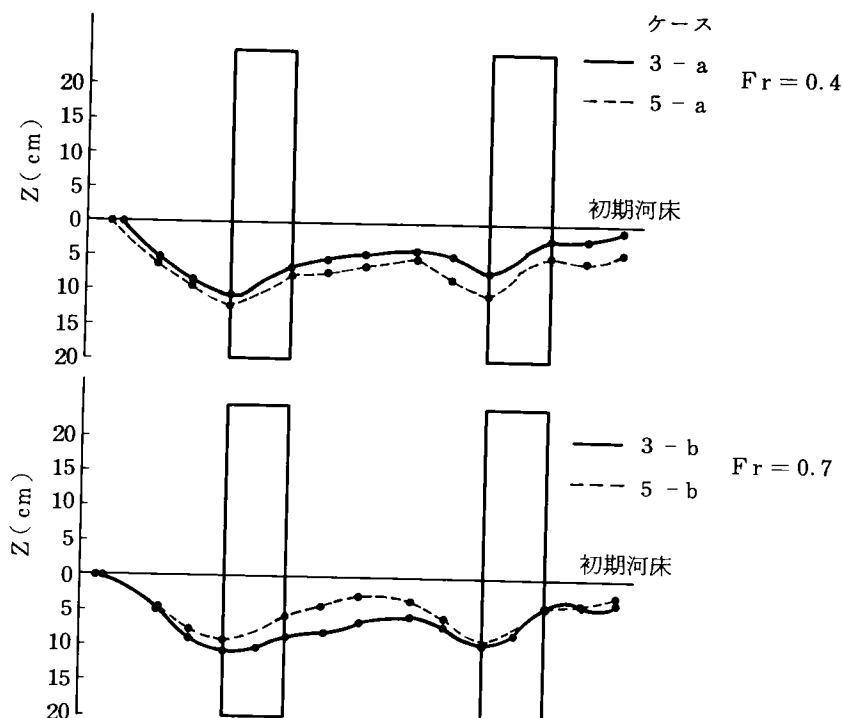


図 3.74 流れに対して直列と斜の比較 (ケース 3, 5)

#### 4) 実験結果を用いた洗掘推定式の検討

今回の実験値は  $h/D \approx 2.2$  の場合のデータであり、データの数も十分とは言えない。そこで結果を用いて洗掘深の推定式を検討するため、まず他の研究の結果と本実験結果を照合しその有用性を確認した後、他の研究によりデータを補充して検討を進める事とする。他の研究データとしては、建設省土木研究所の須賀等が数多くの試験データを  $h/D$  別に、 $h/d_m$  及びフルード数をパラメーターとしてまとめたもの (図 3.75) を用いた。

須賀等のまとめた上記の図面には、河床波の影響をそのまま含んでいるので、この中のデータを用いる時には河床波の影響を取り除いて用いる。又逆に今回の実験値に河床波の影響を加え須賀等のグラフの中へプロットし、須賀等の研究と今回のものとの相互流用が可能なこと、今回の実験値が妥当なものであることを確認する。その補正手順は図 3.76 の通りとした。

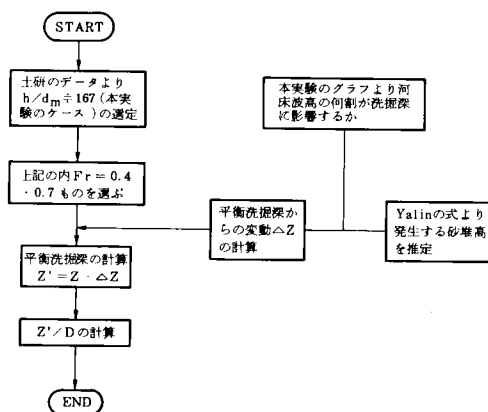


図 3.76 河床波の影響の算定

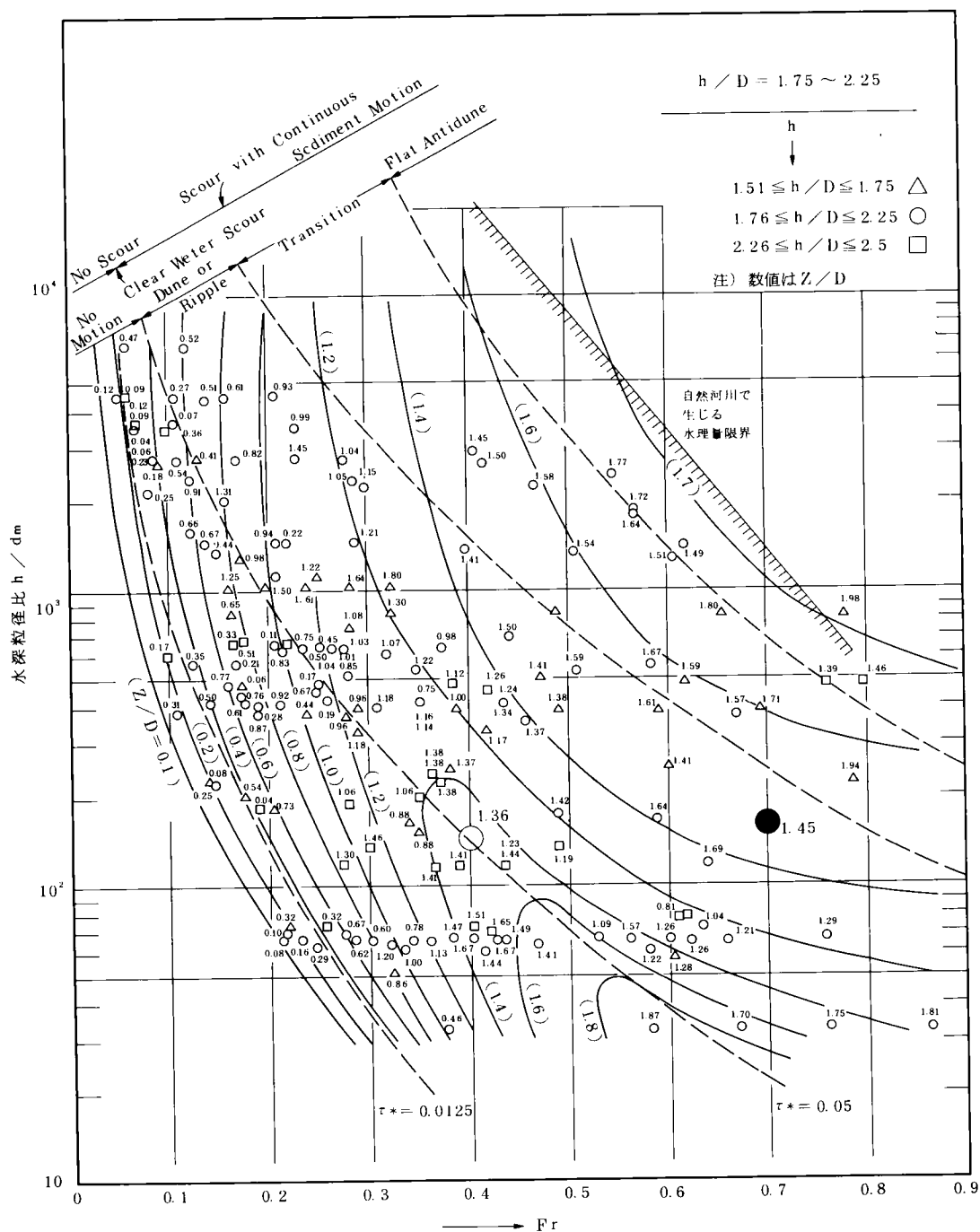


図 3.75 土研の洗掘深推定図との比較

ここに言う Yalin の式とは次のものを言う<sup>13)</sup>(図 3.77)。

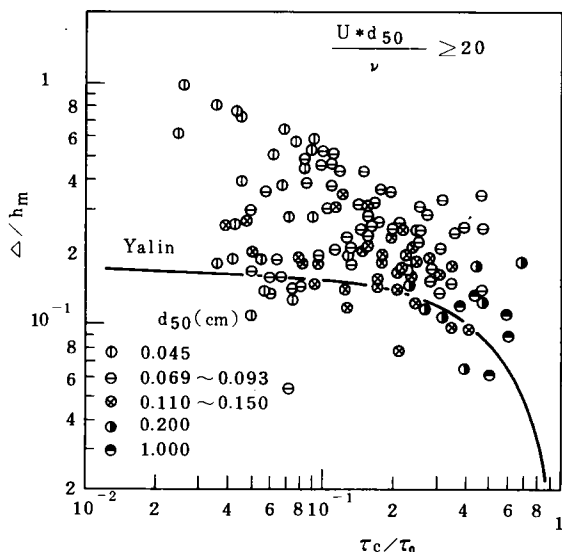


図 3.77 砂堆の  $\frac{\Delta}{h_m}$  と  $\frac{\tau_c}{\tau_0}$  との関係

$$\lambda = 5 h_m \dots\dots\dots (3-1)$$

$$\Delta/h_m = 1/6 (1 - \tau_c/\tau_0) \dots\dots\dots (3-2)$$

ここに  $h_m$  : 平均水深

$\tau_c$  : 限界せん断力

$\tau_0$  : 河床せん断力

$\lambda$  : 砂堆の周期(波長)

$\Delta$  : 砂堆の波高

上記手順により須賀等のデータから河床波の影響を取り除いたものと今回の実験値を合わせプロットしたのが図 3.78 である。これによれば局所洗掘深の推定には Tarapore 型の式が有効であり、その水平座標としては  $Z/D = 1.45$  を取ってよい事が明りょうとなった。データを包絡する線を図中に示したが、この包絡線によると  $h/D = 1$  付近までは  $Z/D$  は  $h/D$  に比例し、 $h/D > 1$  では  $Z/D = 1.45$  となる。

次に逆の手順で今回の実験結果に河床波の影響を加え、須賀等の研究の図中にプロットしたのが図 3.75 である。なお実験値としては前方橋脚の洗掘深を用い 5 つのケースを平均した。その過程等は表 3.25 の通りである。これを見ると  $Fr = 0.7$  ではよく一致し、 $Fr = 0.4$  でも須賀等のデータのばらつきを考慮するとほぼ一致していると言える。これより見て今回の実験の値が妥当であり他のデータと相互流用の可能な事を確認した。

##### 5) 実験結果の要約

以上の洗掘実験の結果及び他研究との比較の結果をまとめると、以下のとおりである。

- ① 橋脚の局所洗掘深は  $h/D$  により変化し、 $h/D = 1$  までは  $h/D$  と共に増加し、 $h/D > 1$  ではほぼ一定と考えられる。したがって、Tarapore の式と同様な型の式での表現が可能と言える。 $h/D > 1$

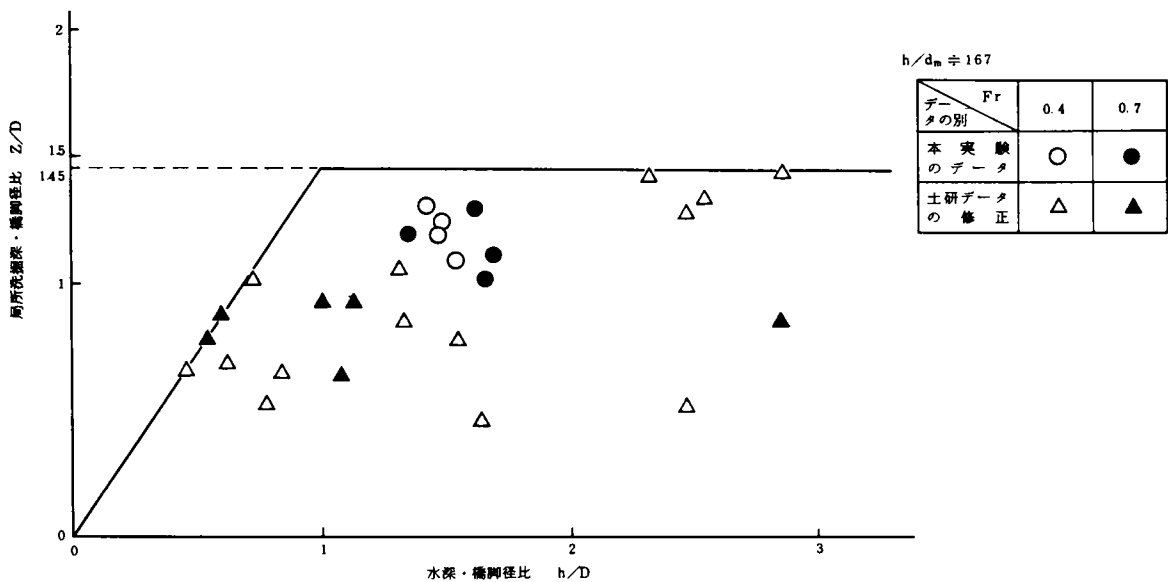


図 3.78 本実験値とTarapore型の式との比較

表 3.25  $Fr$  と  $Z_1$ ,  $Z'_1$  の関係

| ケース | Fr             | 平均水深<br>(cm) | $Z_1$<br>$Z_1/D$ | $Z'_1$<br>$Z'_1/D$ |
|-----|----------------|--------------|------------------|--------------------|
| 1   | 0.40<br>(0.43) | 20.00        | 9.71<br>1.09     | 11.21<br>1.25      |
|     | 0.70<br>(0.54) | 21.91        | 9.95<br>1.12     | 12.95<br>1.46      |
| 2   | 0.40<br>(0.47) | 20.00        | 11.12<br>1.25    | 12.62<br>1.42      |
|     | 0.70<br>(0.71) | 20.00        | 10.62<br>1.19    | 13.62<br>1.53      |
| 3   | 0.40<br>(0.47) | 20.00        | 10.71<br>1.20    | 12.21<br>1.37      |
|     | 0.70<br>(0.76) | 20.00        | 10.57<br>1.19    | 13.57<br>1.52      |
| 4   | 0.40<br>(0.45) | 20.00        | 9.94<br>1.12     | 11.44<br>1.29      |
|     | 0.70<br>(0.63) | 20.00        | 9.55<br>1.07     | 12.55<br>1.41      |
| 5   | 0.40<br>(0.50) | 18.42        | 11.62<br>1.31    | 13.12<br>1.47      |
|     | 0.70<br>(0.60) | 21.52        | 9.05<br>1.02     | 12.05<br>1.35      |

$$Fr = 0.4 \quad Z'_1 = Z_1 + 1.5 \text{ cm}$$

$$Fr = 0.7 \quad Z'_1 = Z_1 + 3.0 \text{ cm}$$



では  $h/D \approx 1.45$  と考えてよい。

- ② 局所洗掘深に小規模河床波の1つである砂堆の影響を考慮する場合はその波高の約8割が影響すると考えてよい。
- ③ 橋脚が並列の場合、水の流れが若干斜めに当たる場合、及びフルード数の異なる場合の洗掘深の計算については、単独橋脚に直角に流れが当たるとして計算して実用上問題はない。
- ④ 橋脚前面及び側部の局所洗掘の平面範囲は、河床材料の水中安息角  $\theta$  と洗掘深を用いて計算することができる（図3.79）。

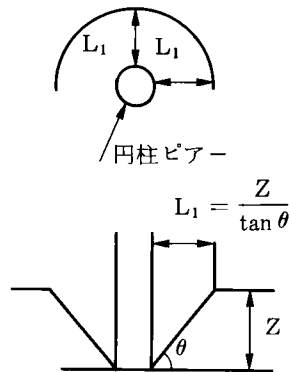


図 3.79 局所洗掘の平面範囲の概念

### 3.6.3 抗力実験

実験の装置及び橋脚模型は洗掘実験と同じものを用いた。実験の内容は次の通りである。

#### (1) 測定項目

##### ① 抗力及び揚力の測定

図3.51の5つの橋脚配列ケースの各々に対し、フルード数を0.2, 0.4, 0.7と変えて実験を行い、各ケース共前方橋脚、後方橋脚別々に抗力、揚力を測定する。

##### ② 流速分布の測定

橋脚付近及び上、下流の流速分布を河床より5.0 cm ピッチで測定する。

##### ③ 水深の測定

橋脚付近及び上、下流の水深をポイントゲージで測定する。

#### (2) 測定方法

せん断力測定装置を図3.80のように橋脚にセットし、抗力、揚力をペンレコーダーに記録する。使用したセンサーは3.4に述べた抗力実験で使用したものと同じである。

平面的な測定箇所配置は図3.81のとおりとする。測定手順は図3.82のとおりである。

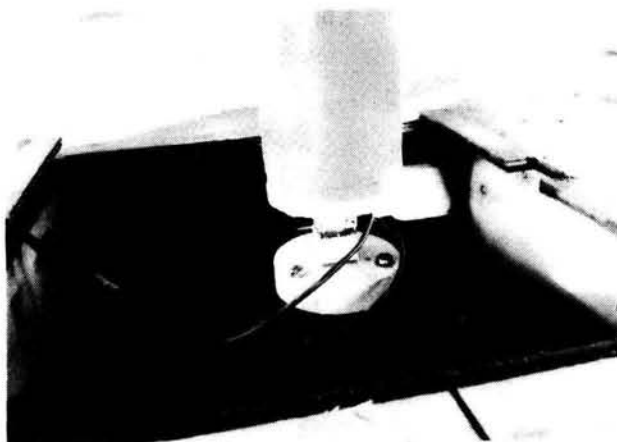


図 3.80 測定装置

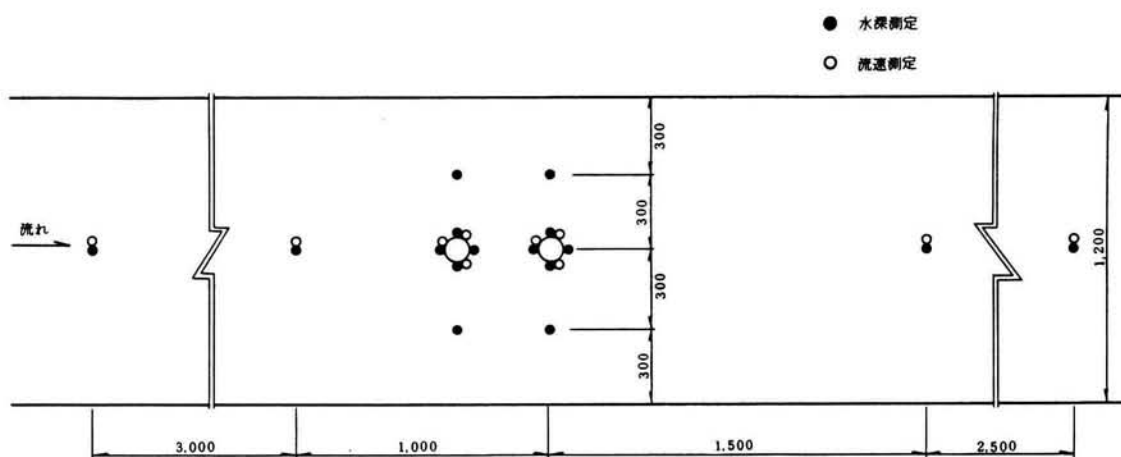


図 3.81 抗力実験測定位置図

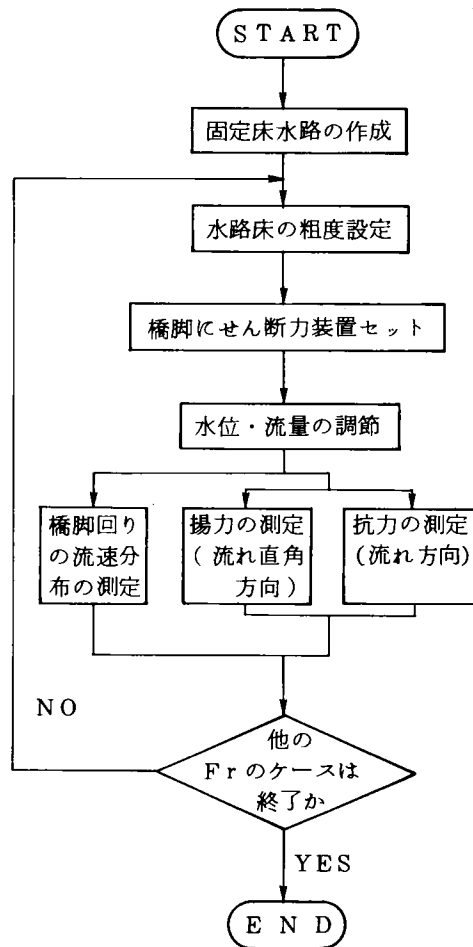


図 3.82 測定手順

以上のような内容で実験した結果及びその考察をまとめると次の通りである。

### (3) 実験結果の考察

#### 1) 後方橋脚に作用する流体力と橋脚配置、水理量の関係

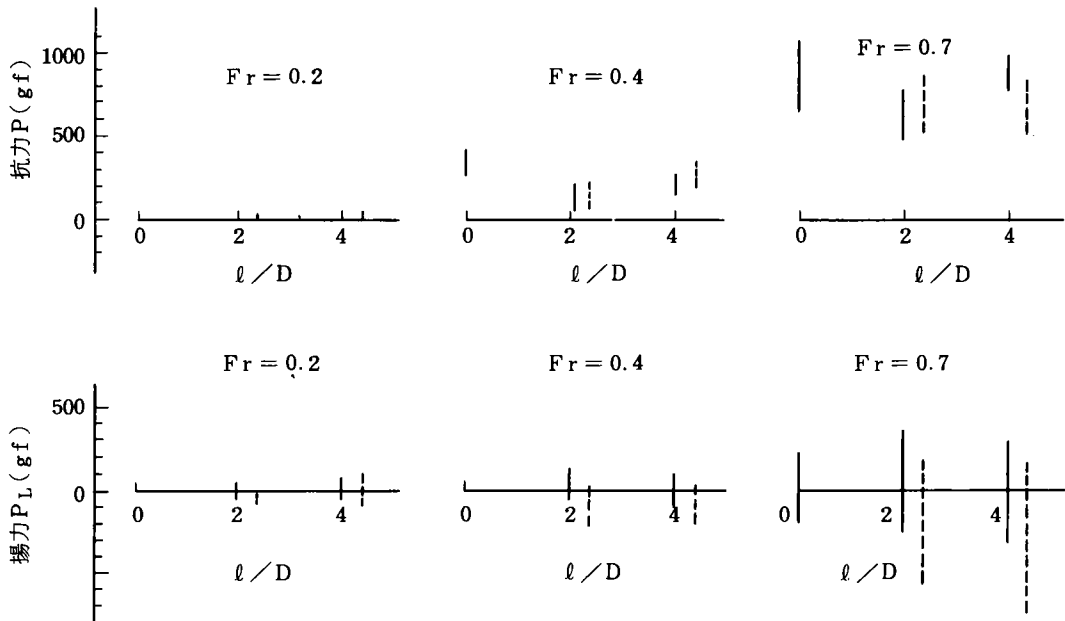
##### ① 橋脚配置による抗力及び揚力の変化

円柱橋脚が流れ方向に並んだ場合の後方橋脚に着目し、橋脚配置、フルード数による抗力の変化を調べた。

図 3.83 にフルード数別に抗力、揚力と橋脚間隔との関係を示した。これによると、どのフルード数の場合でも抗力は相対橋脚間隔  $l/D = 2$  で最小となり、 $l/D = 4$  ではこれより大きくなり、 $l/D = 0$  (単独橋脚) の抗力に近づく。これより、橋脚間隔が狭くなると前方橋脚の遮蔽を受け、単独橋脚に比べ抗力は小さくなることがわかる。また、橋脚の並びが流向に対して角度を持った場合においても、前方橋脚の遮蔽効果を受け抗力は小さくなっている事がわかる。

次に揚力に関してはどのフルード数の場合も橋脚の配置が流水方向に角度を持たない場合では揚力は左右対象に交互に作用し、一方橋脚の配置が流れ方向に角度を持つ場合では、揚力の作用は左右対象とはな

らず、前方橋脚から見て後方橋脚のずれている方向に大きい揚力が作用することがわかる。



図中の破線は流向  $\theta = 14^\circ$  の場合  
(ケース 4 及び 5) を表す

図 3.83 橋脚配置別フルード数別の抗力及び揚力の変化(後方橋脚)

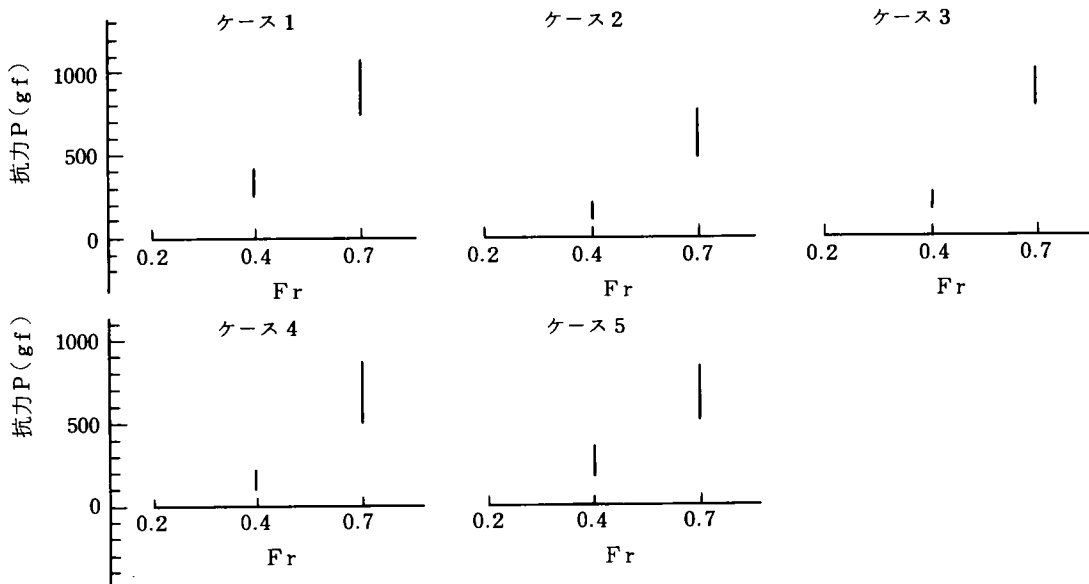


図 3.84 ケース別のフルード数による抗力の変化(後方橋脚)

② フルード数による抗力の変化

抗力  $P$  は平均流速  $V_m$  及び抗力係数  $C_d$  を用いて次式で表わされる。

$$P = 1/2 \cdot \rho \cdot C_d \cdot A \cdot V_m^2$$

$\rho$  : 流体の比重

$A$  : 橋脚の流水方向の面積

図 3.84 によると、各橋脚配置ケース共フルード数 ( $h_m$  : 一定なのでこの場合は  $V_m$  に相当) が大きくなると抗力  $P$  は非線形的に大きくなり、式の表現と一致している事がわかる。

③ フルード数による揚力の変化

揚力  $P_L$  も抗力同様、揚力係数  $C_l$  を用いて一般に次式で表わされている。

$$P_L = 1/2 \cdot \rho \cdot C_l \cdot A \cdot V_m^2$$

図 3.85 によると揚力はフルード数と共に非線形的に大きくなる傾向を示し、上式と一致する。

2) 前方橋脚に作用する流体力と橋脚配置、水理量の関係

① 橋脚配置による抗力の変化

次に前方の橋脚に着目し、橋脚配置及びフルード数の差による抗力及び揚力の変化を図 3.86 に示した。これによれば、当然であるが、各フルード数共、橋脚配置に関係なく単独橋脚として扱ってよいことが分かった。

② フルード数による抗力及び揚力の変化

図 3.87 によると、フルード数が大きくなれば抗力も大きくなる事がわかる。同様に図 3.88 に示す通り揚力についてもフルード数が大きくなれば大きくなる。

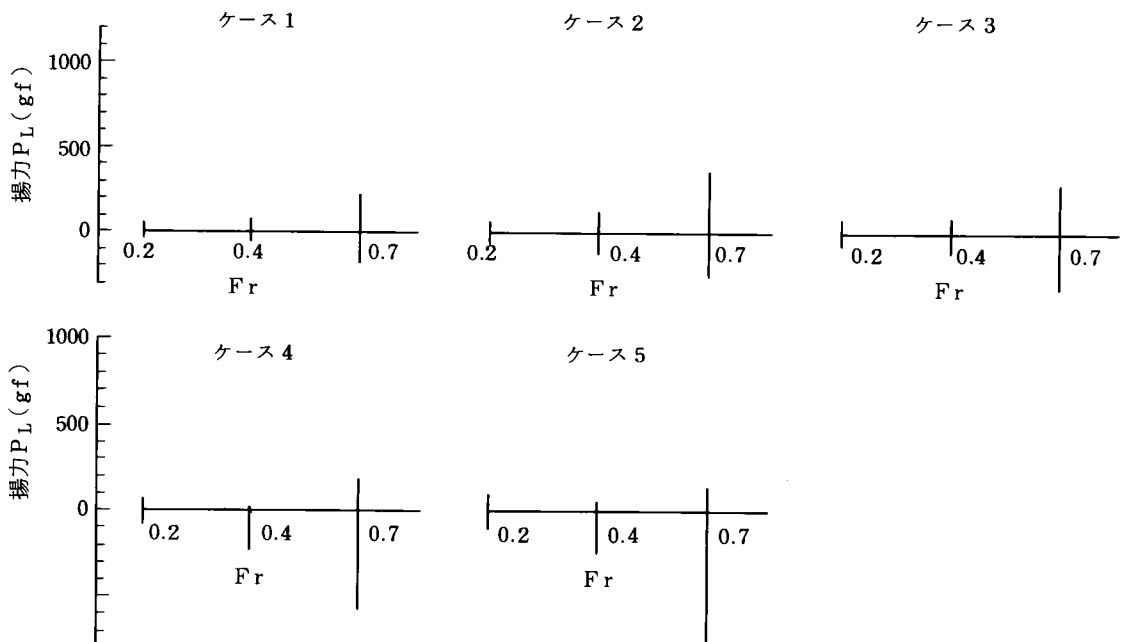


図 3.85 ケース別のフルード数による揚力の変化 (後方橋脚)

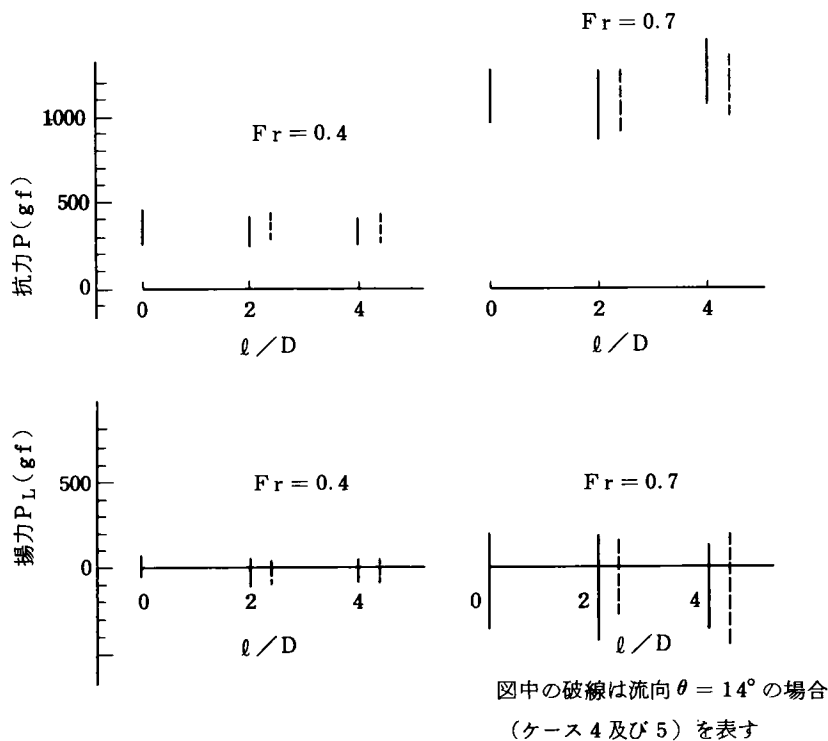


図 3.86 橋脚配置別フルード数別の抗力、揚力の変化 (前方橋脚)

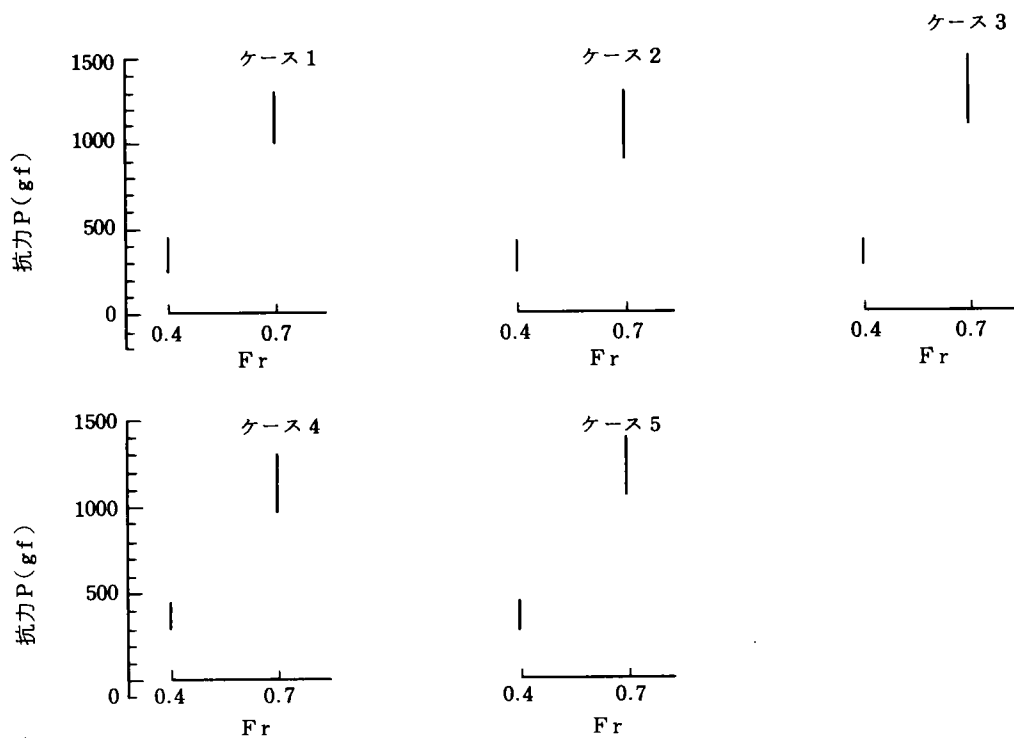


図 3.87 ケース別のフルード数による抗力の変化 (前方橋脚)

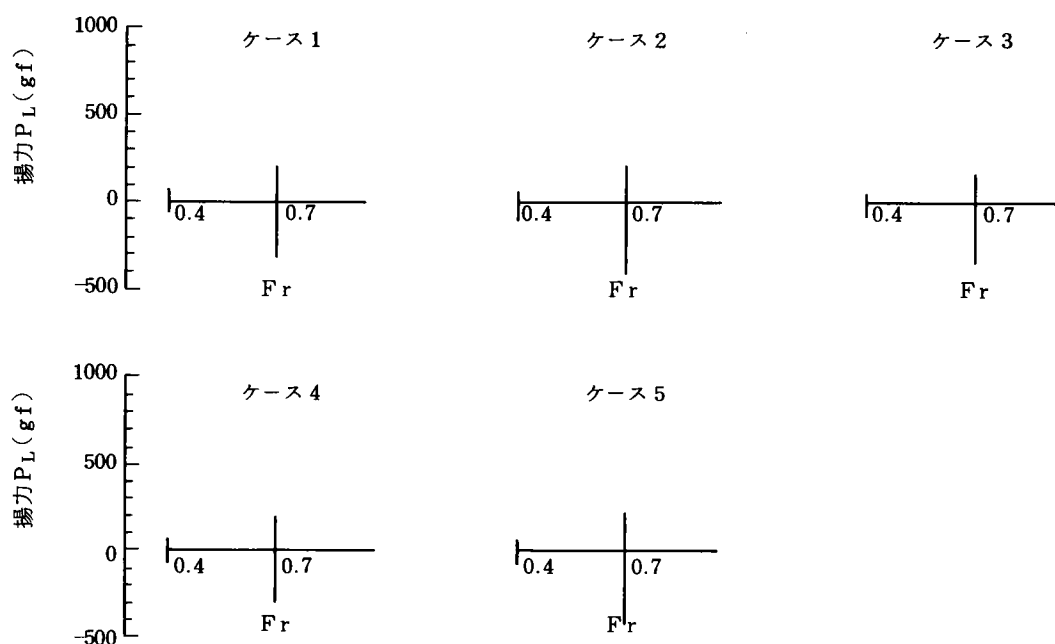


図 3.88 ケース別のフルード数による揚力の変化（前方橋脚）

表 3.26 円柱橋脚模型に作用する流体力一覧表（後方橋脚）

| Fr  | 力の別 | ケース         | ケース 1 | ケース 2 | ケース 3 | ケース 4  | ケース 5 |
|-----|-----|-------------|-------|-------|-------|--------|-------|
|     |     |             |       |       |       |        |       |
| 0.2 | 抗 力 | ケース 1 に対する比 | 1.0 0 | 0.6 4 | 0.7 3 | 0.5 3  | 1.5 7 |
|     |     | 抗 力 係 数     | 0.4 4 | 0.2 8 | 0.3 2 | 0.2 3  | 0.6 9 |
|     | 揚 力 | ケース 1 に対する比 | 1.0 0 | 0.9 0 | 1.3 0 | -0.6 0 | 1.5 0 |
|     |     | 揚 力 係 数     | 0.9 3 | 0.8 3 | 1.2 0 | -0.5 6 | 1.4 0 |
| 0.4 | 抗 力 | ケース 1 に対する比 | 1.0 0 | 0.3 8 | 0.6 0 | 0.4 1  | 0.7 8 |
|     |     | 抗 力 係 数     | 1.6 2 | 0.6 2 | 0.9 7 | 0.6 7  | 1.2 6 |
|     | 揚 力 | ケース 1 に対する比 | 1.0 0 | 1.8 5 | 1.3 8 | -0.3 8 | 0.3 8 |
|     |     | 揚 力 係 数     | 0.3 1 | 0.5 7 | 0.4 3 | -0.1 2 | 0.1 2 |
| 0.7 | 抗 力 | ケース 1 に対する比 | 1.0 0 | 0.6 8 | 0.9 3 | 0.7 6  | 0.7 4 |
|     |     | 抗 力 係 数     | 1.2 7 | 0.8 6 | 1.2 4 | 0.9 6  | 0.9 3 |
|     | 揚 力 | ケース 1 に対する比 | 1.0 0 | 1.5 7 | 1.3 0 | 0.7 8  | 0.6 5 |
|     |     | 揚 力 係 数     | 0.3 2 | 0.5 0 | 0.4 2 | 0.2 5  | 0.2 1 |

注) 抗力……橋脚に流れ方向に作用するものが正  
揚力……左岸側から右岸側に作用するものが正

図中の係数は他の研究と比較するため  $C_d$ 、 $C_L$  を記入してあり表 3.16 のように国鉄の用いている係数  $K$  ではない。

### 3) 実験結果にもとづく抗力係数及び揚力係数の算定及び他研究との比較

今回の実験の測定値を用いて各ケースの抗力係数を算出し、ケース1の場合を1.0とした場合の各ケースの抗力及び揚力の比率をあわせて整理したのが表3.26及び表3.27である。そして、この結果を用いて抗力係数 $C_d$ を求めると表3.28のようになる。 $C_d$ の計算に当り流速 $V$ は流れの平均流速を用いた。

表3.27 円柱橋脚模型に作用する流体力一覧表（前方橋脚）

| Fr  | 力の別 | ケース       | ケース 1 | ケース 2 | ケース 3 | ケース 4 | ケース 5 |
|-----|-----|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|
|     |     |           |       |       |       |       |       |
| 0.4 | 抗 力 | ケース1に対する比 | 1.00  | 1.00  | 1.03  | 1.11  | 1.09  |
|     |     | 抗 力 係 数   | 1.62  | 1.61  | 1.67  | 1.79  | 1.76  |
|     | 揚 力 | ケース1に対する比 | 1.00  | 0.92  | 0.92  | 0.85  | 0.85  |
|     |     | 揚 力 係 数   | 0.31  | 0.29  | 0.29  | 0.26  | 0.26  |
| 0.7 | 抗 力 | ケース1に対する比 | 1.00  | 0.96  | 1.13  | 0.99  | 0.98  |
|     |     | 抗 力 係 数   | 1.60  | 1.53  | 1.81  | 1.59  | 1.56  |
|     | 揚 力 | ケース1に対する比 | 1.00  | 1.10  | 0.85  | 1.00  | 1.20  |
|     |     | 揚 力 係 数   | 0.28  | 0.31  | 0.24  | 0.28  | 0.33  |

注) 表3.26と同じく表中の係数は $C_d$ 、 $C_l$ であって $K$ とは異なる。

表3.28 実験値と国鉄の設計基準の係数 $K$ の比較

| Re $\times 10^5$ |           | 4.4  | 4.4  | 7.2  | 7.2  |
|------------------|-----------|------|------|------|------|
| 項 目              |           |      |      |      |      |
|                  |           |      |      |      |      |
| 実験値              | $C_d$     | 1.61 | 1.79 | 1.27 | 1.81 |
|                  | $K_1$     | 0.06 | 0.07 | 0.05 | 0.07 |
| 国鉄の<br>採用値       | $C_d$     | 0.73 | 0.73 | 0.73 | 0.73 |
|                  | $K_2$     | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |
| 実験値<br>との比       | $K_1/K_2$ | 2.   | 2.3  | 1.7  | 2.3  |

抗力係数 $C_d$ を土屋等<sup>14)</sup>（土研）の試験値と比較すると、図3.89となる。図中、単独橋脚の $C_d$ は土研のプロットと比較的よく一致している。また前方橋脚の遮蔽を受けた場合の $C_d$ は単独橋脚よりも小さな値となっているが、測点が少ないために定量的に値を示すのは困難である。

実際の橋りょうでは流れは $Re \geq 1 \times 10^6$ （例えば富士川では $Re \approx 3 \times 10^7$ ）の領域にあると考えられる。二次元流水における無限円柱では $Re = 2 \times 10^5$ で $C_d$ が急激に減少しているが、自由水面を持つ流れではこの領域において造波抵抗が大きくなるとわれ、トータルとして $C_d$ は二次元流水のような急激な変化を示さないと思われる。

次に揚力については、沢本<sup>15)</sup>の研究との比較を行う。

各研究者によりプロットにかなりのばらつきがあり、特定の $Re$ に対する揚力係数 $C_l$ を決定できない



が、本試験のデータもこの群中に位置し妥当な値といえる（図 3.90）。

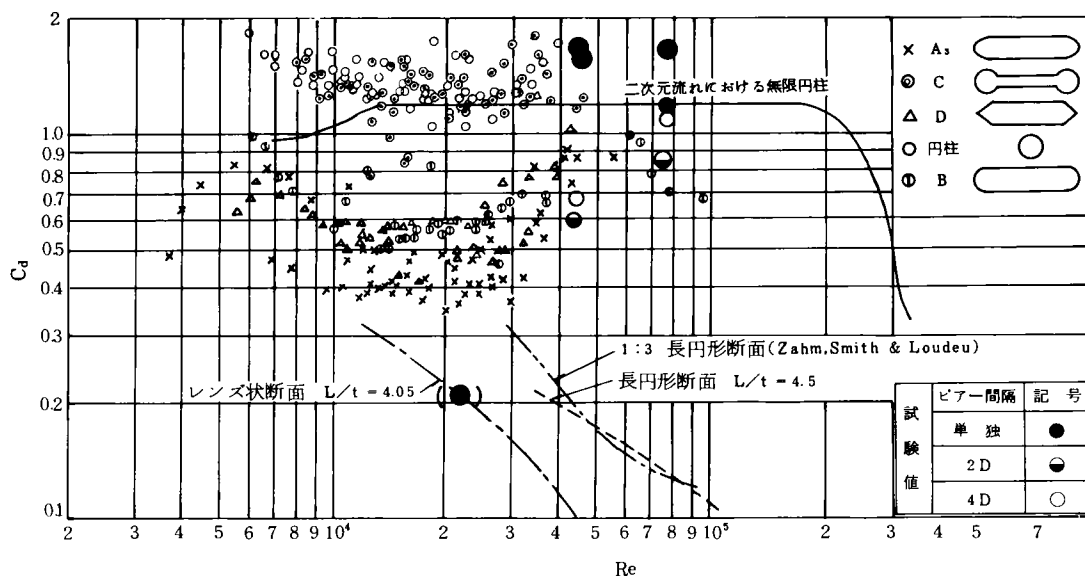


図 3.89  $C_d \sim Re$  の関係図

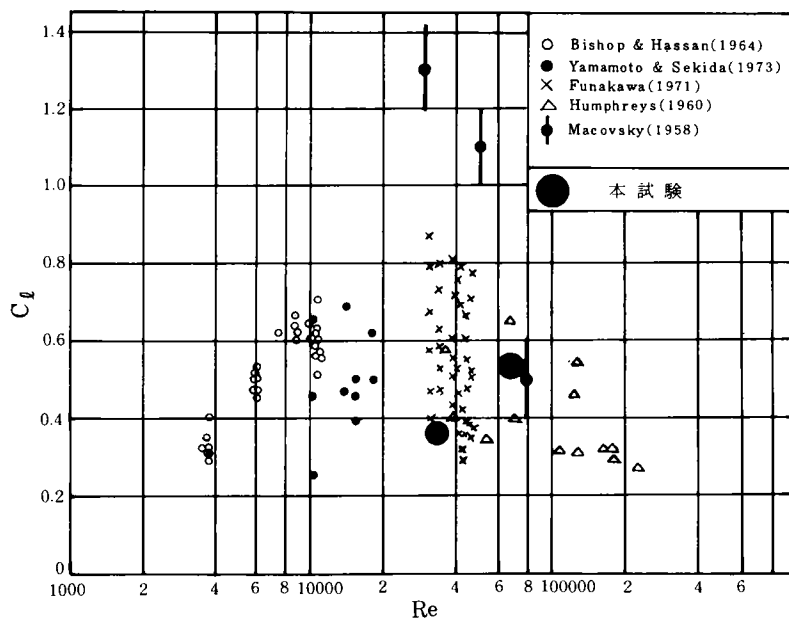


図 3.90  $C_l \sim Re$  の関係図

又、今回の実験値から算出した $K$ と鉄道橋の設計基準<sup>16) 17)</sup>との比較を行うと表 3.29 のようになる。この結果従来の鉄道橋の基準の値は今回の実験値の  $1/2$  となる。

なお国鉄の従来定めていた係数は次の通りである。

国鉄建造物設計標準同解説 3 章19項によれば

$$\text{流水圧 } P = KAV^2$$

$P$  : 流水圧 (tf)

$K$  : 橋脚の断面形状による係数 (表 3.29)

$A$  : 橋脚の鉛直投射面積 ( $\text{m}^2$ )

$V$  : 表面流速 ( $\text{m/s}$ )

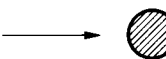
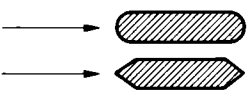


$$K \text{ は } P = \eta \gamma_w A \frac{V_m^2}{2g}$$

$\eta$  : 係数  $\gamma_w$  : 流水の単位体積重量 (tf/ $\text{m}^3$ )

$V_m$  : 平均流速 ( $\text{m/s}$ )




$g$  : 重力の加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

表 3.29 橋脚の形状と  $K$  の関係

| 橋脚の断面形状  | $K$ の値 |
|--|--------|
|   | 0.03   |
|  | 0.025  |
|  | 0.05   |
|   | 0.055  |

において、 $V_m \approx 0.85V$  とし、 $\eta$  に Weisbach の実験値 (表 3.30) を用い  $\gamma_w = 1 \text{ tf/m}^3$ 、 $g = 9.8 \text{ m/s}^2$  として算出したものである。

表 3.30

| 断 面 形 状  | $\eta$ |
|--|--------|
| 円 形                   | 0.73   |
| 矩形 (長辺 : 短辺 = 2 : 1)  | 1.33   |
| 正 方 形                 | 1.47   |

#### 4) 実験結果に対する考察

- 上に述べたように従来国鉄の採用していた抗力の値は今回の実験結果と比べると小さい。一方今回の実験値は土屋や沢本の研究の結果と良く一致する。したがって、今後は土屋や沢本の提案した値を採用するのが妥当であろう。
- 橋脚間隔が小さくなると前方橋脚の遮蔽により後方橋脚の抗力は小さくなるが間隔が  $4D$  程度となると影響はなくなる。又、流れが斜めに当たると左右の揚力は一定とはならない。しかし一般に橋脚の安定計算では地震による水平力等の影響も加わるため流水圧の計算が正確でないことの影響は小さく、水深及び流速が大きい所以外では無視し得る。従って本実験の結果とも合わせ考えると計算上は橋脚配置や流向を細かく配慮しなくても実用上差しつかえないと考えてよい。

### 参 考 文 献

#### 3 章

- 1) 東海道本線富士川橋りょう対策技術委員会報告書, 日本鉄道施設協会, 1983-12
- 2) 富士川下流部河道水理模型実験報告書, 土木研究所資料 第 1744 号, 建設省土木研究所河川研究室, 1982-2
- 3) 第 14 回道路会議論文集, 1981
- 4) 村石 尚: 橋脚周辺の局所洗掘, 鉄研速報 (業務翻訳), 79-100, 1979

- 5) 石原藤次郎：橋脚による河床洗掘に関する実験的研究，土木学会誌，1938 - 11，1942 - 9
- 6) Tarapore, Z. S. : A Theoretical and Experimental Determination of The Erosion Pattern Cansed by Obstructions in an Alluvial Channel with Particular Reference to Vertical Cirucular Cylindrical Piers, Unpublished ph. D. Thesis, University of Minnesota, 1962
- 7) 中川博次，鈴木幸一：橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究，京都大学防災研究所年報第 17号B，1974 - 4
- 8) 須賀堯三，西田祥文：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，土木研究所資料，第 1797 号，建設省土木研究所河川研究室，1982 - 3
- 9) 東海道本線富士川 B 模型試験，日本国有鉄道岐阜工事局，1983 - 12
- 10) 道路橋示方書
- 11) 久宝 保：土砂の水中傾斜角について，土木技術，第 6 巻，第 5 号，2 ~ 4，1951
- 12) 鈴木幸一，道上正規：橋脚の洗掘深に及ぼす河床波の影響，第 27 回水理講演会論文集，1983 - 2
- 13) Yalin, M. S. : Geometical Properties of sand waves, Proc. ASCE, HY 5, Sept.
- 14) 土屋昭彦，浦 勝：橋脚の抗力係数について，土木研究報告，1962 - 4
- 15) 沢本（東京工業大学）他：一様流中におかれた円柱のカルマン渦による振動，第 23 回 水理講演会論文集，1979 - 2
- 16) 国鉄建造物設計標準（昭和 45 年 3 月 施設局・建設局 山陽新幹線建設部）
- 17) 建造物設計標準解説（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，プレストレストコンクリート鉄道橋），日本国有鉄道，1983 - 2

## 4. 橋りょうの洗掘災害と河床変動

### 4.1 概 説

前章において洪水時における橋りょうの被災機構に関し実験及び安定解析を用いて検討し、橋りょう被災の主な原因が橋脚周辺の洗掘によるものである事を確認し、実用的な洗掘深の予測式についても研究を進めTarapore型の式が有効である事を明らかにした。

しかし、洗掘は複雑な水理現象であり、洪水の水理諸元の他、河道の条件や橋脚の形状によっても影響される。又、河床の変動が橋脚周辺の局所洗掘深に影響を及ぼす事は良く知られており、更に防護工等の人工的な工作物によっても洗掘形態が変わる事も明らかである。従って、洪水時の橋脚の被災を予測し適切な安全管理を行うためには、局所洗掘と河道条件、河床変動の関係等、河川に関する研究成果の導入が不可欠であると言えるが、鉄道橋の技術はこれまで鉄道そのものを中心に組み立てられており、河川に関する工学的知見はほとんど取り入れられていない。

そこで、本章では全国の鉄道橋の洪水による災害の実態の調査、鉄道付近の河床変動の調査を行い、更にこれらの調査結果に多変量解析による考察を加え、鉄道橋の被災と河川形態や河床変動との関係を把握し、河川の条件が橋脚の局所洗掘にどのようにかわるかについて研究を進めた。そして、更にこれらの研究成果を用い、洗掘による被災を予測する指針について検討を加えた。

以下、これらについて記述する。

### 4.2 鉄道橋の洪水災害の形態と事例分析

本節においては鉄道橋の洪水による被災について全国的に調査し、鉄道橋の被災の形態を詳細に研究した。更に2～3の災害事例について、河床形態との関連に着目しその様態を分析した。以下その内容について述べる。

1)

#### 4.2.1 洪水により被災した鉄道橋の調査

全国の鉄道橋のうち下部工に関して、河川増水により倒壊・傾斜等変位したもの及び変位は発生しなかったが著しい洗掘発生のため列車運転に支障をきたしたものを対象として実態調査を行った。なお倒壊、流出したものに関しては、その間に洗掘が発生しているか否かの判定が困難であるが、前章の検討より橋脚は洗掘により倒壊する事が確認されているので、ここではこれらについても洗掘の可能性があったものとして取り扱った。

このように洪水による橋りょうの被災が洗掘によるものである事が明らかである以上、被災橋りょうに関して洗掘の状況及び洗掘に直接関連する事項を詳しく調べる事が望ましい。

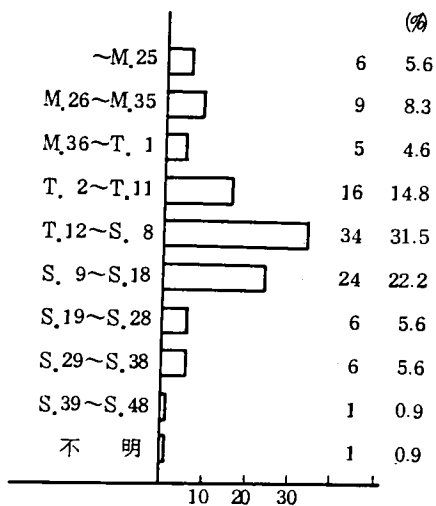
しかし、洗掘を直接測定する事は極めて困難である上、従来は必ずしも洗掘を意識して資料の収集が行われているとは言えない。従って、ここでは主として橋りょうや河川に関する一般的な情報を調査し、これらを分析する事により所要の知見を得るようにした。

全国の現業機関に対するアンケートとして調査を実施したが、回収されたデータ数は全部で108橋りょうであった。

以上のような調査結果を集計整理し、以下の項目について検討を加えた。

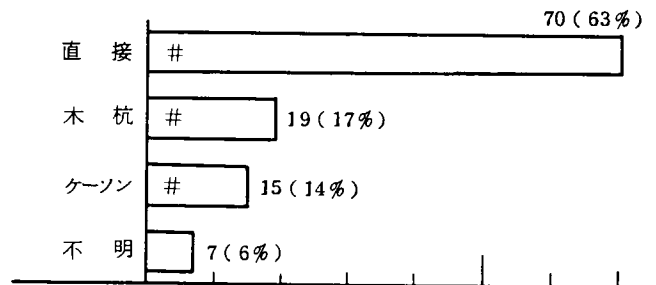
- |                   |       |      |
|-------------------|-------|------|
| ① 橋りょう下部工建設年      | ..... | 図4.1 |
| ② 基礎工種別           | ..... | 図4.2 |
| ③ 下部工材質           | ..... | 図4.3 |
| ④ 建設年と下部工材質・基礎工種別 | ..... | 図4.4 |

|                         |       |        |
|-------------------------|-------|--------|
| ⑤ 災害発生年                 | ..... | 図 4. 5 |
| ⑥ 建設年と災害年の期間            | ..... | 図 4. 6 |
| ⑦ 橋台面間距離                | ..... | 図 4. 7 |
| ⑧ 桁 支 間                 | ..... | 図 4. 8 |
| ⑨ 一橋りょうの下部工数            | ..... | 図 4. 9 |
| ⑩ 一橋りょうの災害下部工数          | ..... | 図 4.10 |
| ⑪ 一橋りょうの災害対象構造物         | ..... | 図 4.11 |
| ⑫ 下部工災害種別               | ..... | 図 4.12 |
| ⑬ 災害種別と防護工の有無           | ..... | 図 4.13 |
| ⑭ 線路等級及び河川等級別被災件数       | ..... | 図 4.14 |
| ⑮ 洪水時流量と洪水時川幅           | ..... | 図 4.15 |
| ⑯ 被災橋りょう付近の河床の平均粒径と河床勾配 | ..... | 図 4.16 |
| ⑰ 流掘による被災橋りょう下部工の根入れ比   | ..... | 図 4.17 |
| ⑱ 洗掘発生橋りょう下部工の根入れ比      | ..... | 図 4.18 |



※ 複数あるものは最も古いもの。

図 4.1 橋りょう下部工建設年



※ 災害を受けたもの( #印は重複が3つあることを示す)

図 4.2 基礎工種別

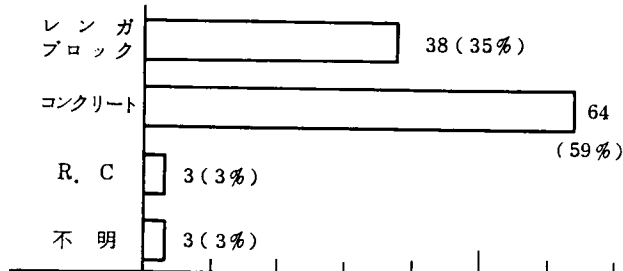


図 4.3 下部工材質

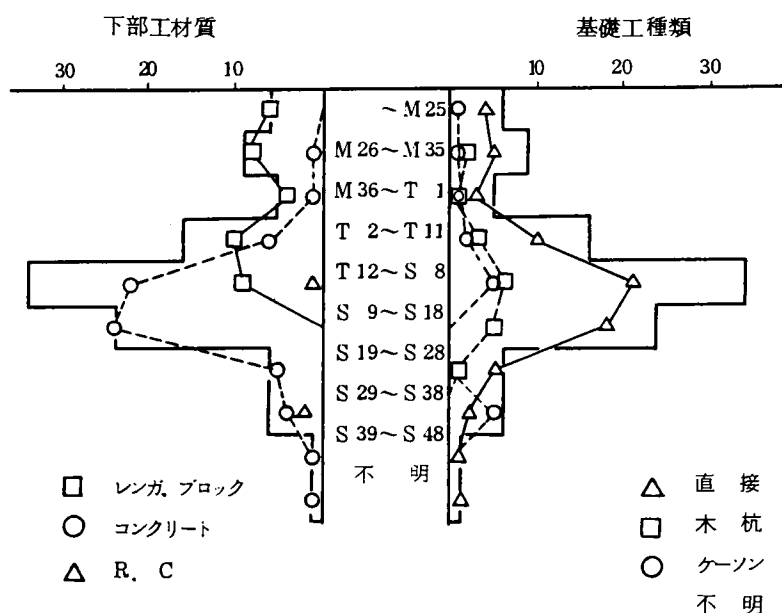
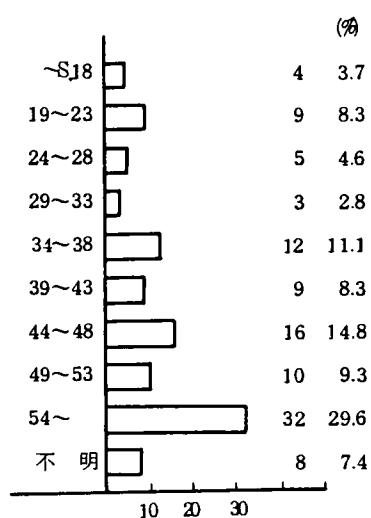


図 4.4 建設年と下部工材質・基礎工種別



※ 複数記載あるものは最も古いもの。

図 4.5 災害発生年

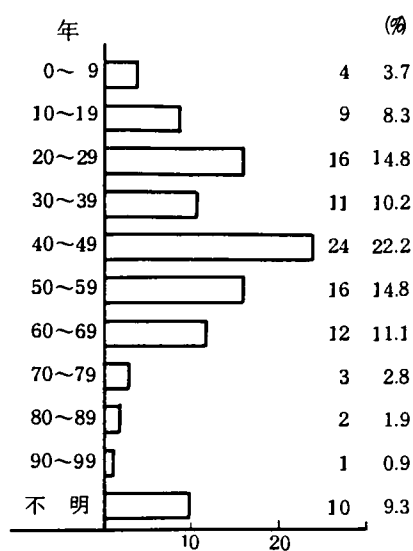
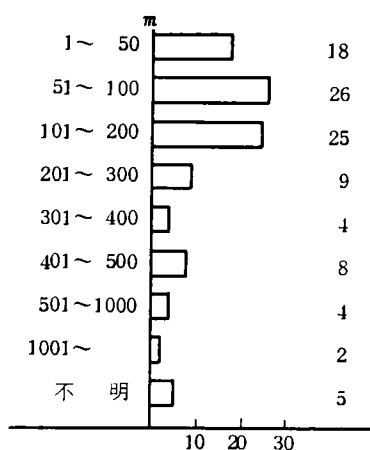
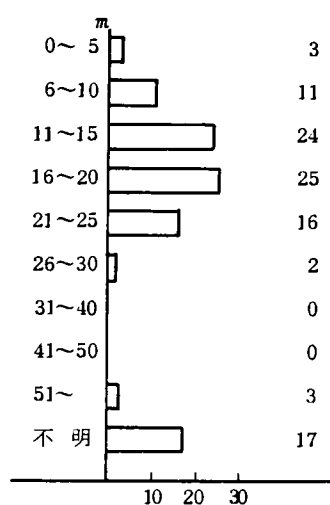


図 4.6 建設年と災害年の期間



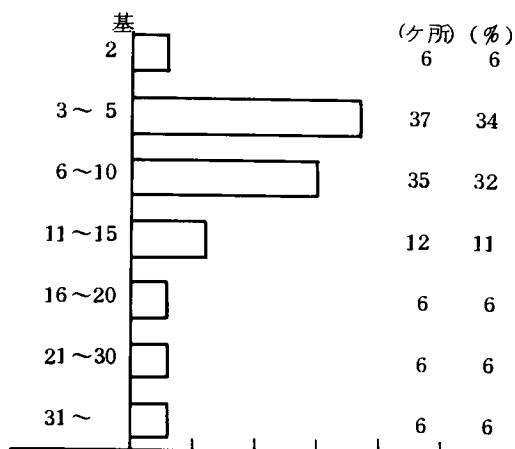
※ 1 スパン (6) を除く

図 4.7 橋台面間距離



※ 災害橋脚のもの  
かけ違いのものは短い方

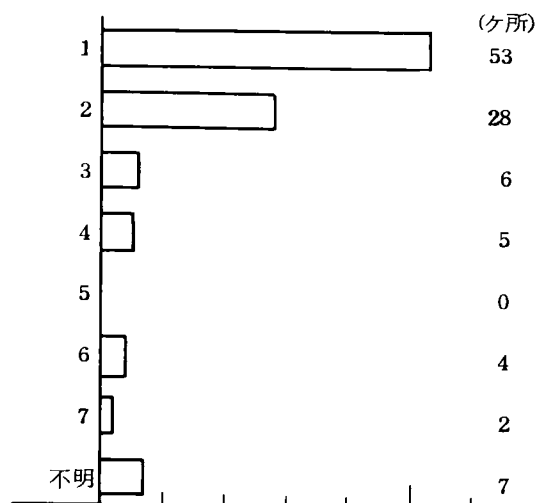
図 4.8 桁支間



※ 橋りょう 108ヶ所  
下部工 1,052基  
橋脚 834基  
橋台 216基

※ 災害橋脚 196基 (23.5%)  
橋台 27基 (12.5%)

図 4.9 一橋りょうの下部工数



※ 9基, 11基, 18基がそれぞれ1ヶ所

図 4.10 一橋りょうの災害下部工数

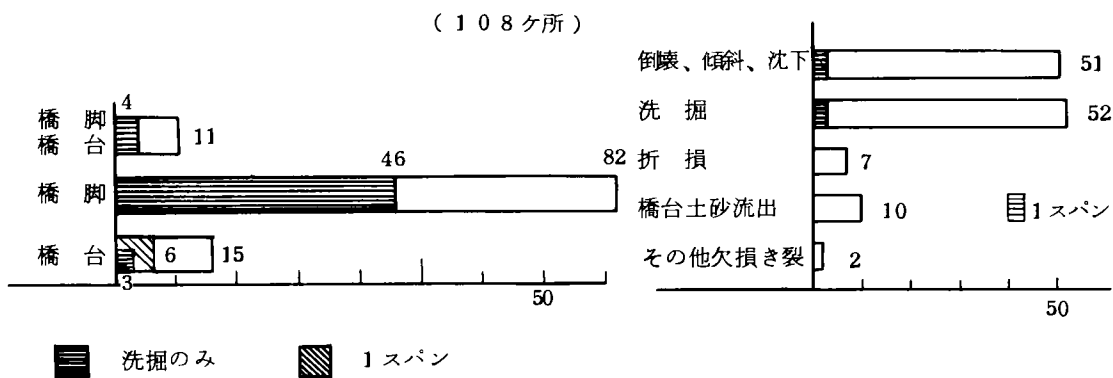


図 4.11 一橋りょうの災害対象構造物

図 4.12 下部工災害種別

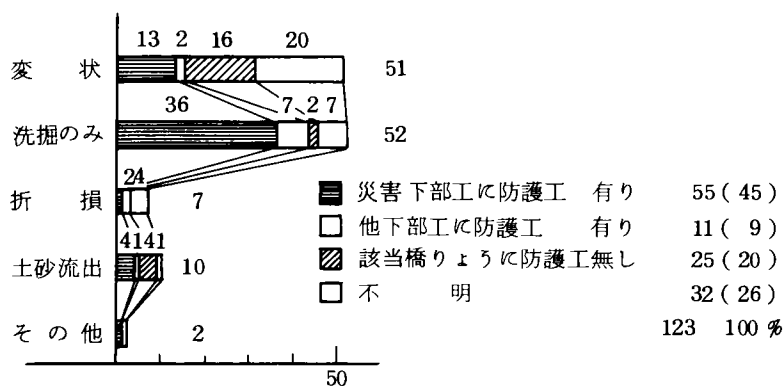


図 4.13 災害種別と防護工の有無

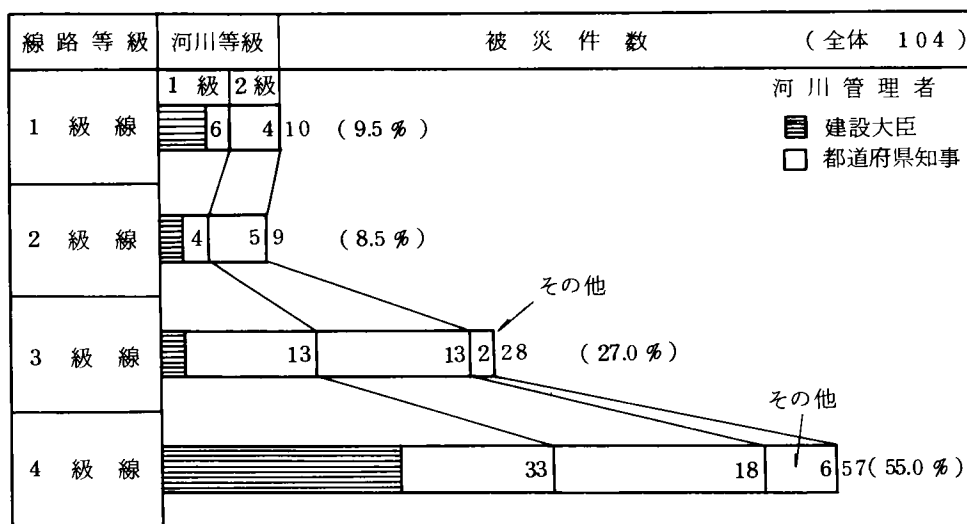


図 4.14 線路等級及び河川等級別被災件数



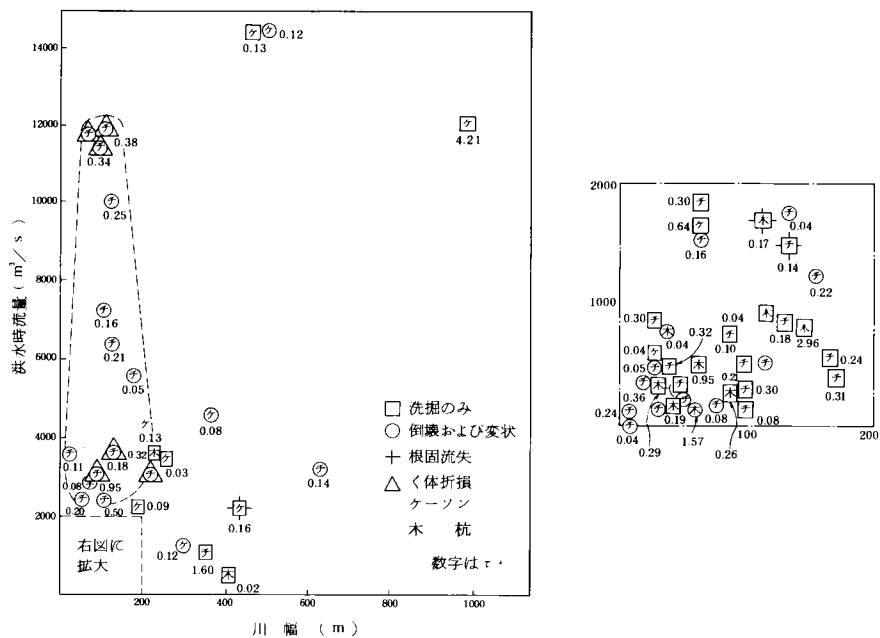


図 4.15 洪水時流量と洪水時川幅

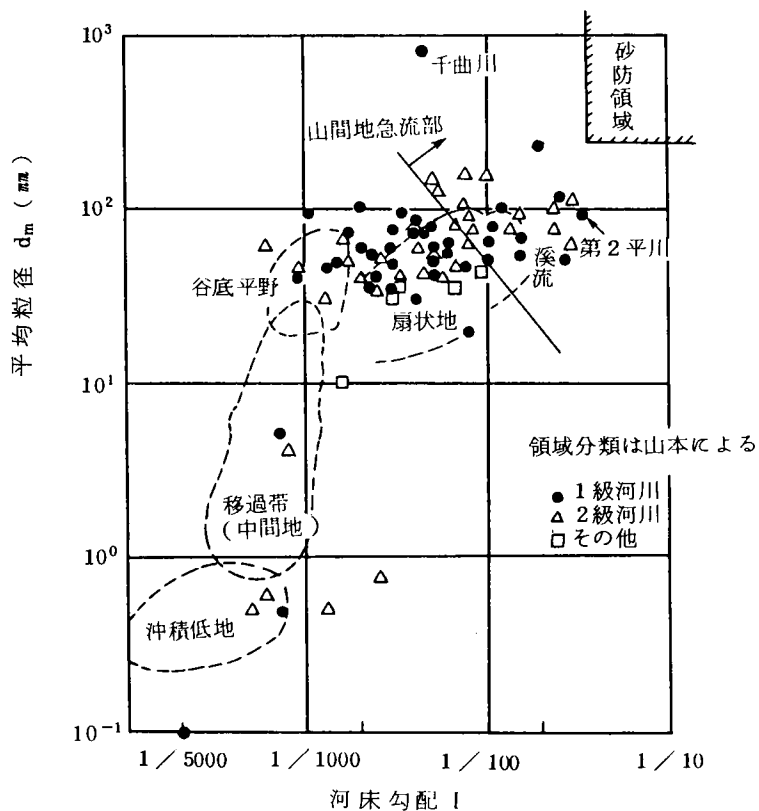


図 4.16 被災橋りょう付近の河床の平均粒径と河床勾配

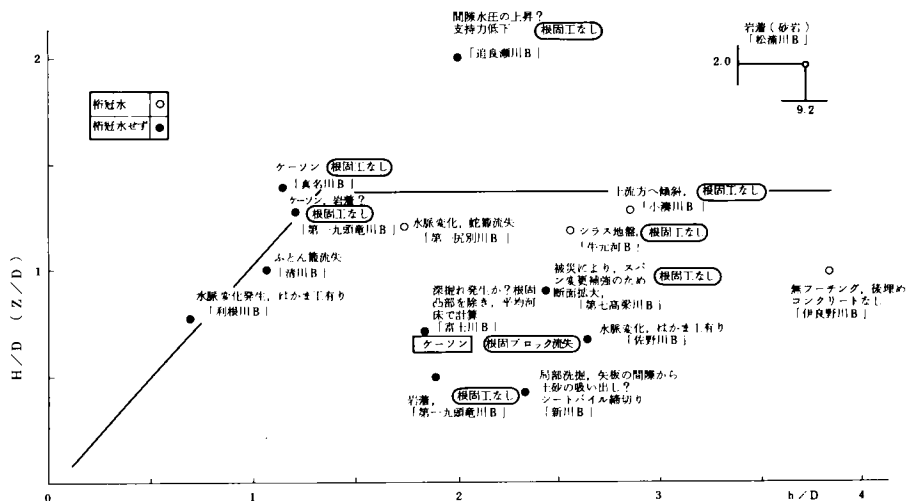


図 4.17 洗掘による被災橋りょう下部工（橋脚）の根入れ比

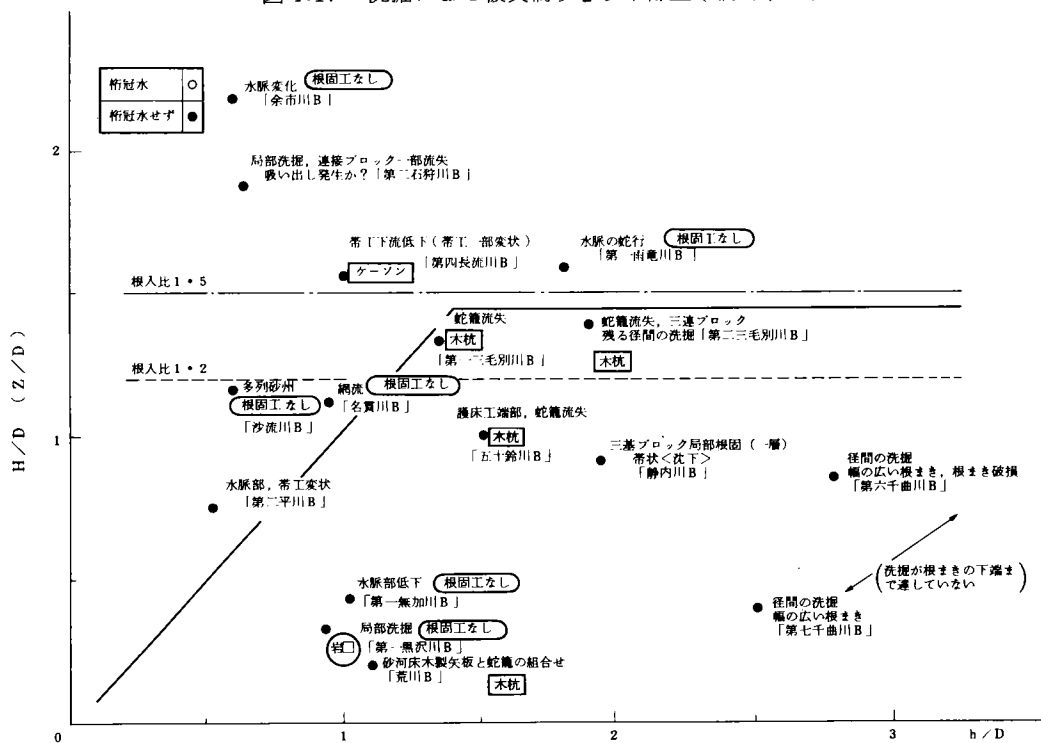
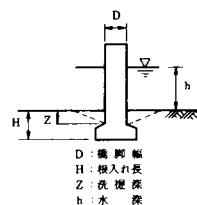


図 4.18 洗掘発生橋りょう下部工（橋脚）の根入れ比

凡 例



河川諸元の内河床材料粒径については、対象地点の代表的な河床材料が出現していると考えられる場所で面積格子法に準じて方法でサンプリングを行って決定した。

洪水時川幅に関しては、被災時最高水位と橋りょう全体略図・平面略図を参考にして適宜判断した。

調査の結果についてまとめると次のようになる。

- ① 今回調査対象となった橋りょうの下部工建設年は、大正2年から昭和18年までに建設されたものが多く、この期間のものだけで74例で全数108例の約70%にあたる(図4.1)。
- ② 対象橋りょうを基礎工種別でみると直接基礎70例、木杭(地盤を締め固めるための打設した木杭と考えられる)のあるもの19例で、約80%が直接基礎とみなされる構造のものである(図4.2)。
- ③ 対象橋りょう下部工の建設年と下部工材質、基礎工種別との関係は、今回の調査橋りょうの多くが大正から昭和初期に建設されたものが多いため、コンクリート下部工が多くなっている事がわかる(図4.3, 4.4)。

以上の①～③より、2章で考察したように国鉄の河川橋りょうには旧式のものが多くこれらが被災し易いことが分かる。

- ④ 災害発生年でみると、30年代後半から40年代にかけて災害が増加している。これは2.3で述べた高度成長時代の砂利の乱獲及びダム建設による土砂抑止と関係があると考えられる(図2.7)。但し図2.7と比べると全体の傾向はほぼ一致するが今回のデーターでは昭和54年以降に災害件数が多くなっている。これは今回対象とした大きい災害では近年記録がよく保管されるようになっており、このようなデーターが集まりやすいためであろう(図4.5)。
- ⑤ 建設年から災害発生年までの期間をみると、必ずしも古いものが多いという関係にはなっていないようである(図4.6)。
- ⑥ 調査対象橋りょうの橋台面間距離を2径間以上の橋りょう(101例)でみると、200mまでのものが70%を占める(図4.7)。
- ⑦ 調査対象橋りょうの桁支間(支間の異なるものは短い方)は11m～20mまでのものが多い(図4.8)。
- ⑧ 調査対象橋りょうの下部工数は3基～10基までが多く、全体の66%にあたる(図4.9)。

これら⑥～⑧より被災橋りょうが川幅の狭い所を短径間でかつ多スパンで渡河しているものの多い事が類推される。

- ⑨ 一橋りょう被災基数は1基又は2基という場合が極めて多い(表4.10)。
- ⑩ 災害対象下部工は橋脚のみという例が圧倒的に多く75%、次いで橋台のみが15%、残りが橋脚・橋台とも被災という順になっている(図4.11)。
- ⑪ 下部工災害種別では、下部工の倒壊、傾斜、沈下等変位の発生したものの51例、洗掘のみ発生が52例、特殊なケースでく体の折損をともなったもの7例となっている(図4.12)。
- ⑫ 災害種別を建設年、災害年との相関表でみると、昭和47年から昭和57年までの10年間は下部工の変状の発生した災害は16件(倒壊も含む)である。昭和30年代に国鉄が実施した調査で10年で約60件であったのに比較して減少している(表4.1)。
- ⑬ 線路等級別被災件数では、下級線区において被災件数が多いといえる。1級線、2級線、3級線では河川の1級、2級を問わず地方管理の河川での被災例が多い。又、4級線では直轄管理の河川での災害も多くなっている。すなわち山間線区の小河川で災害の多いことが分かる(図4.14)。

(国鉄では輸送量の多寡により線路をクラス分けしており、数字の多い程下級の線区となっている。)

表 4.1 災害種別ごとの建設年と災害年の関係

| 建設年<br>災害年 | ～M25  | M26～M35   | M36～T1                       | T2～T11   | T12～S8   | S9～S18  | S19～S28  | S29～S38   | S39～ | 不 明                          | 計   |
|------------|---|---|------------------------------|--|--|---|--|---|------|------------------------------|-----|
| ～S18       |   | △ <sup>97</sup>   |                              | △ <sup>54</sup>  |  | △ <sup>t</sup> <sub>90</sub> △  |  |   |      |                              | 4   |
| S19～S23    |   | □ <sup>t</sup> <sub>96</sub>  |                              | △ <sup>37</sup>  | △ <sup>m</sup> <sub>28</sub> △ <sup>m</sup> <sub>29</sub> △ <sup>m</sup> <sub>30</sub> △ <sup>m</sup> <sub>35</sub>  | △ <sup>m</sup> <sub>31</sub> △ <sup>m</sup> <sub>32</sub> △ <sup>m</sup> <sub>33</sub>  |  |   |      |                              | 9   |
| S24～S28    |   |   |                              | △ <sup>100</sup>   | △ <sup>t</sup> <sub>91</sub> △ <sup>t</sup> <sub>93</sub> △ <sup>t</sup> <sub>94</sub>   | △ <sup>t</sup> <sub>89</sub>  |  |   |      |                              | 5   |
| S29～S33    |   | △ <sup>100</sup>  |                              |  | △ <sup>w</sup> <sub>56</sub> △ <sup>w</sup> <sub>60</sub>  |   |  |   |      |                              | 3   |
| S34～S38    |   | △ <sup>o</sup> <sub>78</sub>  | △ <sup>48</sup>              | △ <sup>50</sup> △ <sup>51</sup>  | △ <sup>73</sup> <sub>73</sub> △ <sup>73</sup> <sub>73</sub> △ <sup>74</sup> <sub>74</sub><br>△ <sup>64</sup> <sub>64</sub> △ <sup>65</sup> <sub>65</sub>   | △ <sup>t</sup> <sub>92</sub>  |  | △ <sup>76</sup>   |      | △ <sup>t</sup> <sub>88</sub> | 12  |
| S39～S43    | △ <sup>m</sup> <sub>25</sub>                              | △ <sup>w</sup> <sub>59</sub> △ <sup>t</sup> <sub>93</sub> △ <sup>98</sup> | △ <sup>g</sup> <sub>42</sub> |  | △ <sup>t</sup> <sub>t</sub> △ <sup>t</sup> <sub>t</sub>  | △ <sup>23</sup> <sub>23</sub> △ <sup>74</sup> <sub>74</sub>   | △ <sup>103</sup>   | △ <sup>75</sup>   |      |                              | 9   |
| S44～S48    | △ <sup>49</sup>   |   | △ <sup>17</sup> <sup>a</sup> | △ <sup>36</sup> <sub>36</sub> △ <sup>40</sup> <sub>40</sub> △ <sup>41</sup> <sub>41</sub><br>△ <sup>67</sup> <sub>67</sub> △ <sup>79</sup> <sub>79</sub> | △ <sup>12</sup> <sub>12</sub> △ <sup>t</sup> <sub>67</sub>   | △ <sup>s</sup> <sub>3</sub> △ <sup>h</sup> <sub>25</sub> △ <sup>34</sup> <sub>34</sub> △ <sup>59</sup> <sub>59</sub>  | △ <sup>11</sup> <sub>11</sub> △ <sup>h</sup> <sub>21</sub> △ <sup>49</sup> <sub>49</sub> |   |      |                              | 16  |
| S49～S53    | △ <sup>46</sup>   |   | △ <sup>61</sup> <sup>n</sup> | △ <sup>1</sup> <sub>1</sub> △ <sup>s</sup> <sub>102</sub>  | △ <sup>a</sup> <sub>15</sub> △ <sup>a</sup> <sub>16</sub> △ <sup>44</sup> <sub>44</sub> △ <sup>t</sup> <sub>36</sub>   | △ <sup>s</sup> <sub>4</sub> △ <sup>g</sup> <sub>43</sub>  |  |   |      |                              | 10  |
| S54～       | △ <sup>45</sup>   | △ <sup>39</sup> <sup>g</sup>  | △ <sup>68</sup>              | △ <sup>19</sup> <sub>19</sub> △ <sup>h</sup> <sub>27</sub> △ <sup>70</sup> <sub>70</sub> △ <sup>a</sup> <sub>104</sub>                                   | △ <sup>s</sup> <sub>2</sub> △ <sup>8</sup> <sub>8</sub> △ <sup>s</sup> <sub>9</sub> △ <sup>s</sup> <sub>14</sub><br>△ <sup>18</sup> <sub>18</sub> △ <sup>22</sup> <sub>22</sub> △ <sup>36</sup> <sub>36</sub> △ <sup>38</sup> <sub>38</sub><br>△ <sup>65</sup> <sub>65</sub> △ <sup>66</sup> <sub>66</sub> △ <sup>105</sup> <sub>105</sub> | △ <sup>s</sup> <sub>5</sub> △ <sup>7</sup> <sub>7</sub> △ <sup>10</sup> <sub>10</sub><br>△ <sup>24</sup> <sub>24</sub> △ <sup>h</sup> <sub>53</sub> △ <sup>63</sup> <sub>63</sub> <sup>n</sup><br>△ <sup>64</sup> <sub>64</sub> △ <sup>n</sup> <sub>107</sub> | △ <sup>a</sup> <sub>13</sub> △ <sup>47</sup>   | △ <sup>s</sup> <sub>6</sub> △ <sup>53</sup> △ <sup>n</sup> <sub>62</sub> △ <sup>106</sup> |      | 32                           |     |
| 不 明        | △ <sup>o</sup> <sub>80</sub> △ <sup>o</sup> <sub>81</sub> | △ <sup>w</sup> <sub>57</sub>  |                              |  | △ <sup>w</sup> <sub>58</sub> △ <sup>o</sup> <sub>77</sub> △ <sup>o</sup> <sub>82</sub>   | △ <sup>o</sup> <sub>83</sub>  |  |   |      | △ <sup>h</sup> <sub>20</sub> | 8   |
| 計          | 6   | 9   | 5                            | 16   | 34   | 24  | 6  | 6   | 1    | 1                            | 108 |

○=洗掘のみ △=変状(倒壊,傾斜,沈下) ▽=折損 □=土砂流出

t=天王寺(13), s=札幌(10), m=盛岡(8), a=旭川(7), n=長野(7), o=大阪(7), h=青函(6), w=東西(6), g=新潟(6)

+○△□内の数字は、資料番号を示す。

⑭ 洪水時流量は調査表に記載された数値をそのまま採用したため精度が良くないと考えられる。しかし、川幅との相関を調べてみると、川幅200m未満、流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の領域で変状例が多いことがわかる(図 4.15)。これは、狭い川幅に流れが集中しているような「場」と読みとれる。

⑮ 調査対象となった橋りょうの河川位置としては、谷底平野、扇状地、山間地等の砂礫河床の場合が多く、沖積低地における例は少ない。アーマ層の除去を行わないで調査しているため、代表粒径を大きく見積もっている可能性があるが、河床勾配との関係は1級河川における山本の領域分類とほぼ一致していることがわかる。このような箇所(橋りょう)は地盤が良好なため根入を浅くして作られるケースが多く、これが被災する原因のひとつであろう。

この砂礫河床はいわゆる扇状地のものだけでなく、地形的には旧河川の氾濫原や谷底平野等の一般的な扇状地性低地地も含まれる。さらにデータの中には千曲川、平川など土砂供給源に近い所のももあった(図 4.16)。

⑯ 洗掘を受け変状した橋脚は、根入比の小さなものが多い。当研究のきっかけとなった富士川橋りょう4Pもこのグループにはいる。ここで言う「根入比」とはみおが移動して被災している場合においては(又、そのようなケースが実際多かったが)橋りょう被災前の最深河床を基準面として計算している。言いかえると、橋脚の局所洗掘深/橋脚幅比を抽出したような図になっている(図 4.17)。

被災グループの図を見ると、伏流水があり、減水時に地盤の支持力低下があったと考えられる五能線追良瀬川橋りょうの例、及び岩着であったが $h/D$ があまりにも大きく桁冠水し、動水圧によりおし倒されてしまった松浦川橋りょうの例を除けば、橋脚の局所洗掘に対してはTarapore型の予測式を用い、上限の $Z/D$ を1.45とすれば被災結果をほぼ説明できる。

これにたいして、著しい洗掘があったが被災はなかったとして集計された橋りょうの下部工の根入比を示す図4.18では、前述のグループに比べて $h/D$ が比較的小さく、けた冠水していないという特徴がある。又、前述の局所洗掘の危険域に属するような根入比の小さなものも存在するが、個々のデータをよくみると岩着の場合か又は防護が講じられているという場合であり、無防護のものはない。

- ⑰ この調査の対象となった橋りょうの地点での水理条件からみると、小規模河床波があまり関係しない領域であり、中規模河床波の影響が大きいと考えられる。したがって実際の橋りょうの洗掘深の推定についても、もっぱら中規模河床波の検討をすればよい。⑱で述べたが、鉄道橋の被災の「場」は急流河川が多い。このような場では河床は水理的なフラットベットとなっている場合が多い。この事も上記のように中規模河床波を考慮すればよいとする理由である。

以上の調査結果を総合的に考察すると次の事が言える。

- a 国鉄の河川橋りょうは河川狭さく部を短径間であつ多スパンで渡河しているものが多く、かつ基礎形式として直接基礎や木ぐいのものが多く、かつこれらの形式が被災も多い。
- b 河川の位置としては山間地、扇状地等では河床は砂礫の個所のものの被災が多く、これは、これら地形では上記の構造形式のものが多く採用されている事とも関連する。
- c 被災の形態としては洗掘に関連すると思われるものが多い。
- d 今回の被災橋りょうの根入れの状況よりチェックすると洗掘深の推定にTarapore型の式を用いる事は有用で、その場合の水平座標としては $Z/D=1.45$ を用いればよい事がわかった。この結果は前章で行った実験結果とも良く一致し、洗掘深予測式の選定に関し意義が深いと言える。
- e 河床波の影響としては特に中規模河床波について検討する必要がある。

#### 4.2.2 洗掘等によって被災した橋りょうの事例分析<sup>3)</sup>

橋りょう下部工の洗掘現象にはさまざまなタイプが存在する。橋脚の局所洗掘が単独で出現するのは、現実の場においてはむしろ数少ないと云える。ここでは実橋りょうにおける洗掘現象、橋りょうと河床高の経時変化の関係の調査などを例に示し、橋りょうの洗掘について考察してみる。

##### (1) 山陰本線三隅川橋りょうの災害と洗掘

昭和58年7月19日本州の南海上まで南下して一時的に弱まっていた梅雨前線は7月20日に再び北上し始め、23日にかけて中国地方から関東に至る範囲に停滞し各地に大雨を降らせた。特に22日から23日にかけて梅雨前線に沿って日本の南海上から暖かい湿った空気が強く流入しこの前線上を低気圧が通過した時、島根県西部に局地的な集中豪雨（気象庁では58年7月豪雨と命名）をもたらした、鉄道、道路等に激甚な災害を与えた。

三隅川橋りょうは、山陰本線三保三隅～岡見間496k151mに位置し、図4.19、図4.20に示すように三隅川（流域面積約230km<sup>2</sup>、本線流路長約36km）の河口にある。橋りょうの上部工は16.2m(DG)+19.2m(DG)+39.1m(TG)+19.2m(DG)+12.9m(DG)の6連から成っており、下部工は1A、2Aがくい基礎、5Pが直接基礎であるが、残り1P～4Pは井筒基礎である。

当橋りょうでは河川増水により2Pが洗掘された上流方へ約3m移動、約20cm沈下し、これに伴い2連、



図 4.19 三隅川橋梁付近の状況



図 4.20 三隅川の河道状況

3 連目の桁の支承部が損傷した(図4.21)。又、変状は発生しなかったが、3P及び4Pの井筒も著しく洗掘され、ほとんど根入れのない状態となった。河床断面測定図(図4.22)によると被災前に2P～4Pに関して根入れが10m近くもあり、又昭和48年の空中写真によれば被災橋脚付近には大規模な砂州が発達していることから、出水によって河床が大幅に低下している事がわかる。図4.23は三隅川橋りょうと約20m上流にある道路橋のそれぞれの位置における河床断面を比較したものである。道路橋の部分においても同じように河床低下が発生していることから、今回の橋りょうの被災原因が橋脚の局所洗掘だけでなく、出水時の広範囲にわたる急激な河床低下にも関係している事がうかがえる。



図 4.21 三隅川橋りょう 2P の変状

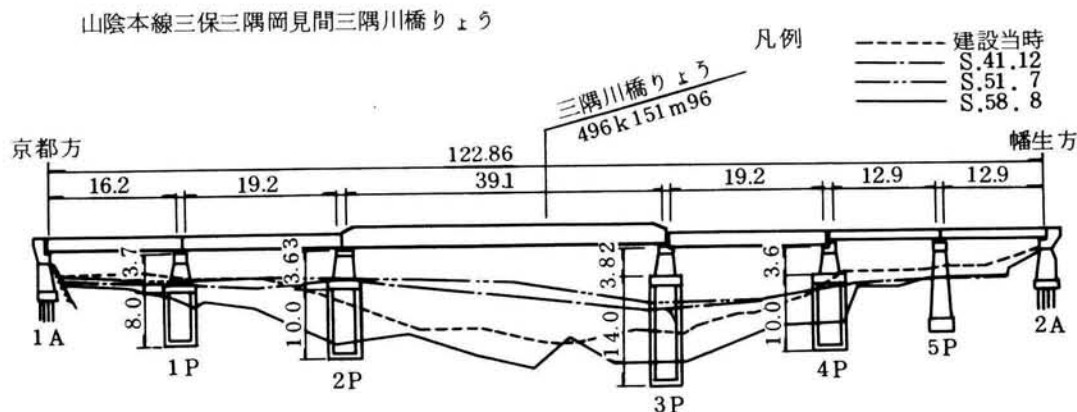


図 4.22 三隅川橋りょう 付近の河床断面

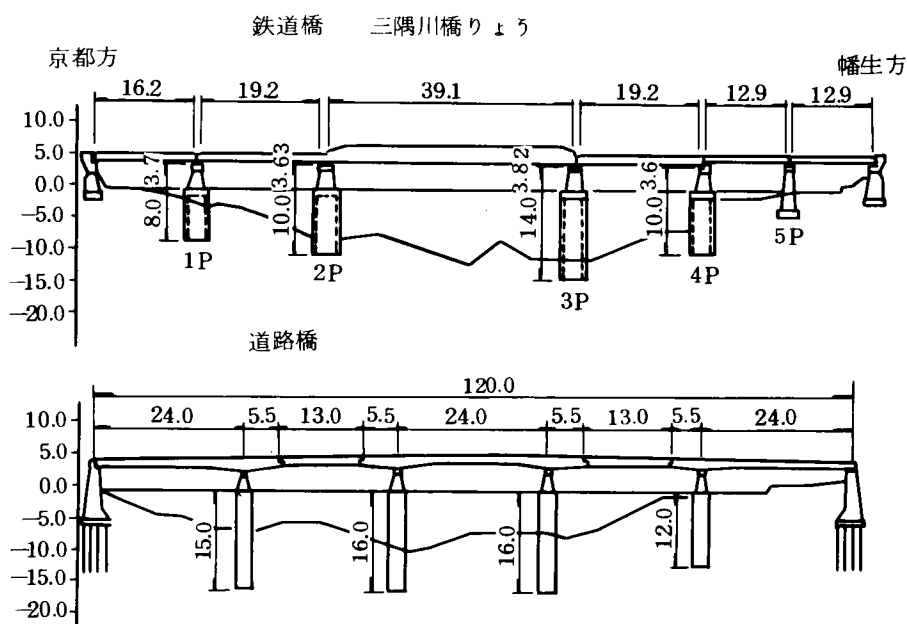


図 4.23 鉄道橋及び道路橋部分の河床断面

当橋りょうは昭和18年にも同じように洪水により被災しており，昭和22年に現在の橋りょうにかけ替えられているが，そのしゅん功当時の河床高と被災前昭和51年の河床高とを比較すると後者のほうが河床が高く，これまで橋りょう部分は堆積傾向にあった事がわかる。

現場付近が小洪水の時の堆積域となっていた理由として，河口に極めて近いこと，及び河口が閉塞気味であった事（河口近くの海岸で養浜工が成功している事から海浜の漂砂が河口に堆積し，河口を狭くしていた可能性も考えられる）及び地形的な影響があげられよう。このような特殊条件によって堆積していた不安定な土砂が未曾有の洪水によってフラッシュされたため，広範囲にわたる急激な河床低下が発生したものと推定される。この大洪水の際の不安定な河床は復旧工事のため行ったボーリング調査によって，この部分が極めてゆるい砂層であった事からも確認できた。

但し，このような大規模な河床低下は，河口付近の橋りょう部にすべて共通するものではなく，特殊なケースと考えられる。

このような実例があるため，河口付近に位置する橋りょうに注目して河床変動の傾向を調査してみた。その結果を図 4.24 に示す。

図によれば，やはり河床上昇傾向（堆積傾向）の橋りょうはすべて河口付近に位置していた。その他でも河床変動なしと記録のあるものが半数程度で，河床低下傾向を示すものはわずかである。調査橋りょう全体では河床低下傾向のものが多く，これは特筆すべき事と言える。この原因は主として先に述べた砂州による河口閉塞と考えられる。河口付近では河床勾配は緩やかになる。水面勾配は一般に河床勾配よりも緩くなり，土砂掃流力は減少し，堆積傾向と成り易い。したがって河口付近の橋りょうでは，河床上昇傾向，或いは変動なしとされる橋りょうでも，出水時に河口付近の砂州がフラッシュされるか否かを過去の記録を丹念に調べる事により確認しておく必要がある。





のコンクリート護岸の配置をみると、右岸、左岸交互に配置されており、この橋りょう付近の川の流れ方は単列蛇行が基調である事がわかる。

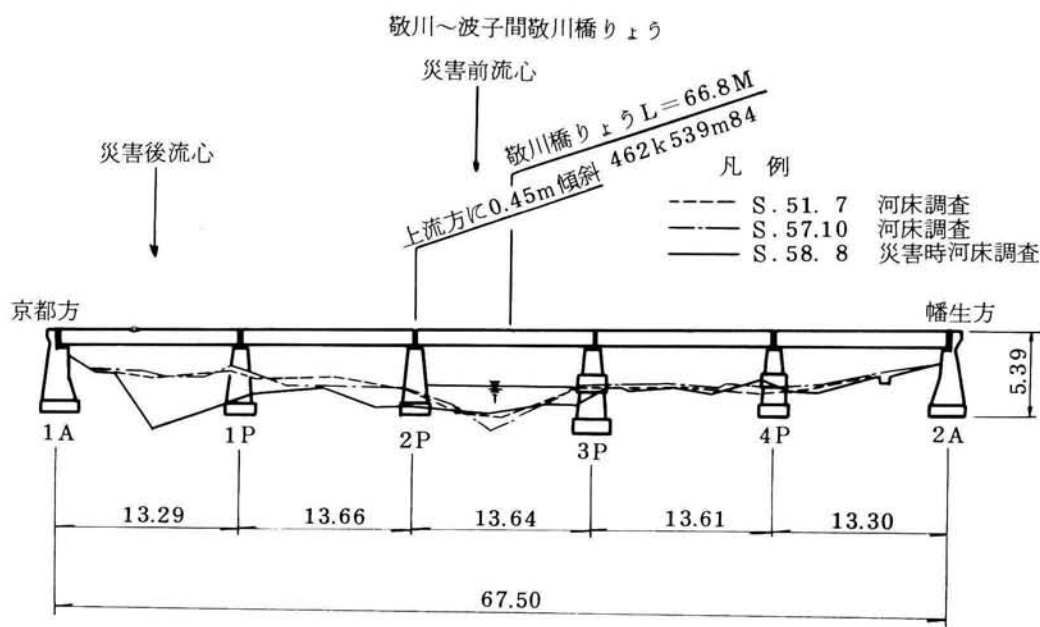


図 4.25 敬川橋りょう付近の河床断面



図 4.26 敬川橋りょう 2P の変状



図 4.27 敬川の河道状況

今回の出水で被災前に中央径間にあった深掘れ位置は全体的に右岸寄りに移動し（1P～2P間の河床高変化が少ないのはこの部分が直上流の道路橋橋脚の下流にあたり、土砂の堆積域となっているためであろう）、被災前の深掘れ部分は上流から伸びてきた砂州によって埋め戻されている。

みお筋変化と橋脚の局部洗掘によって1P、2Pとも同程度に洗掘されているが、1Pが変状しなかったのはかつて施工された沈床工の程度が2Pに施工されていたものと比べて良好であったためと考えられる。

当該橋りょう付近は礫河床であり、水深もそれほど大きくないところから、出水時は中規模河床波の卓越した流れであったことが推定される。つまり、砂州の移動に伴うみお筋変化に局部洗掘が重なったのが被災の原因であったものと考えられる。

### (3) 中央本線第3笹子川橋りょうの災害と洗掘

昭和58年8月17日本州に上陸し、翌18日鹿島灘にぬけた5号台風は関東地方西北部に局地的な豪雨をもたらした。この台風による増水で中央本線第3笹子川橋りょう下り線は、1Aの下流方護岸及び根固工が流出するとともに、1A背面土砂が約90m<sup>3</sup>流出し、線路4mにわたって梯子状になった（図4.28）。



図4.28 東京方より

本橋りょうは昭和41年上り線が線増され、単線並列となっている。上部工はDG・L=22.3m×4連、22.6m×2連からなり、下部工はレンガ及びコンクリート造りの直接基礎からなっている。線増時点推定すると、平水時は支流真木川の流入で右岸側が本流となっているため、左岸側の増水は少ないという想定であったようで、従来の橋台の上流方に川沿いに連続していた擁壁の一部を取り壊して線増線の橋台を新設、しかも橋台下の岩盤が浅かったため根入れを少なくし、前面に低い護岸を施工している（図4.29、4.30）。しかるに、今回の増水がはなはだしく、この護岸よりずっと水位が上がったため護岸が有効に働かず、下流側の盛土が流出したものである。

今回の被災にあたって調べたところ、明治36年しゅん功した下り線橋りょうは、昭和22年キャサリン台風により東京方橋台（現在の1P）の背面土砂が約600m<sup>3</sup>及び袖石垣が10m<sup>2</sup>が流出したため1径間広げられ、かつ橋台左右に護岸として擁壁がもうけられていた事がわかった。しかも、河状を一見すると増水時には支流の影響がなくなり、左岸方が水衝部となる事は明瞭である（図4.31）。したがって線増時に平水時の状況にまどわされる事なく、かつ過去の被災調査が十分であれば、少なくとも擁壁をとり壊す事な

く、その背後に橋台を設置すべきであったと考えられる。

この例のように河道屈曲の激しい河川では、水衝部は河道の法線形状により固定されており、大洪水の際には更に水衝部のほうに広がる傾向にあるのが一般的である。山間地における河川災害の多くにはこのタイプのものが多いようである。このような所では河道湾曲部の内側にはポイントバーと呼ばれる動かない砂州が存在するケースが多い。

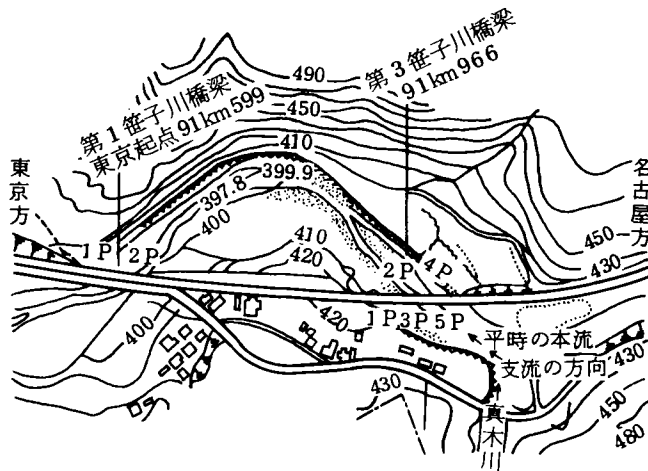


図 4.29 第3笹子川橋りょうの平面図

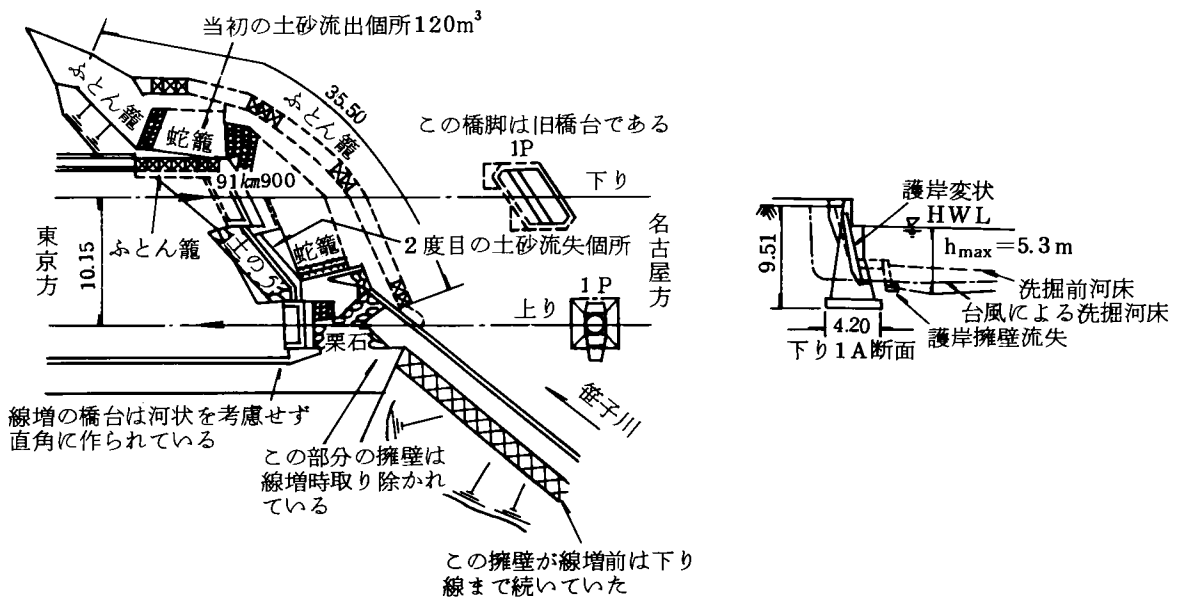


図 4.30 第3笹子川橋りょうの被災略図



図 4.31 第3笹子川橋りょう全景（空中査察より）

(4) 東海道本線大井川橋りょう付近の河床変化と洗掘<sup>4)5)</sup>

当橋りょう付近の河床変化の調査は洗掘計の現場実験の一環として実施されたものである。

昭和54年10月19日に和歌山県白浜に上陸した20号台風の影響で大井川は同日午後から増水し始め、大井川橋りょう付近では午後4時30分頃に最高水位に達し、幅約900mの低水敷が冠水した。ここでは洪水発生前（10月16日）に撮影した現場写真と減水後（10月24日）に撮影のものとを比較し、洪水による河床変化を検討する。

・・・

現場付近の大井川はみお筋が安定しない扇状地特有の流下形態をとっている。このため低水路は増水時にできた砂州の低部をぬうように流れ、それが分合流を繰り返している。

小洪水では水路蛇行による側方侵食により、わずかずつ水路が移動する（図 4.32～図 4.34）。図 4.35 は10月19日の出水前に橋りょう上流方より下流方に向かって、13P、14P及び低水路の状態を撮影したものである。図 4.34 の矢印を付した水路は約1年前に右手の14P、15Pの間を流れていたものが、幾度か



図 4.32 流路の変化（昭和54年7月25日、14P 付近）



図 4.33 流路の変化（昭和54年 8 月21日）



図 4.34 流路の変化（昭和54年 9 月17日，流路は左に寄り根固工が露出）

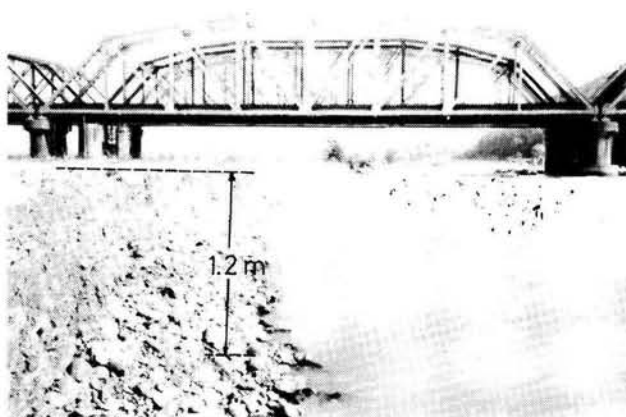


図 4.35 流路の変化（昭和54年10月16日，左側が13 P）



図 4.36 出水後の河床（昭和54年10月：左側が13P、前図の流路部に砂礫が堆積）

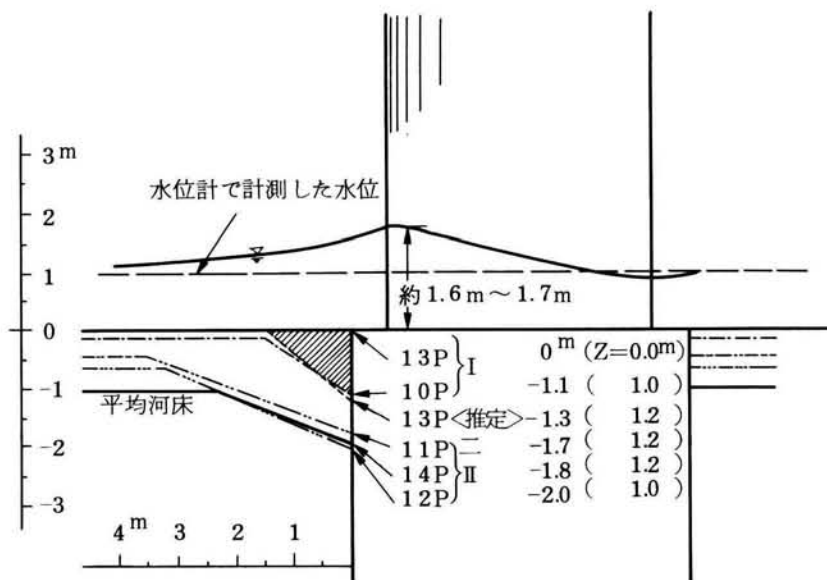


図 4.37 橋脚周辺の洗掘調査（昭和54年10月24日）

の小洪水による側方侵食の結果、上流約150mの地点で2つに分流し、この一方が13P、14Pの間を流れるに至っていたものである。左手に見える段差は大きな（言いかえると動きにくい）砂州の一部が侵食されてできたものであり、約1.2mある。図4.36は洪水後の同一地点の河床の状態である。洪水の結果、低水路本流は東側（写真左手方向にあたる）に移り、図4.35の低水路の部分には大量の砂礫が堆積した。洪水後に14Pの異形ブロック根固工が見えなくなっている事、13Pのウェル天端と河床高とを考慮すれば、図4.35の左手の砂礫堆の表面の高さはほとんど変化していない事が分かる。

図4.37は減水後の10月24日に実施した橋脚周辺の局所洗掘の実態調査の結果をまとめたものである。調査は主に最大洗掘深と局所洗掘の範囲を対象として行った。図4.37には調査を行った大井川西岸の10

～14Pの局所洗掘深と周囲の平均河床の断面を示した。負の数値はウェル天端から測定した最大洗掘深、Zは前面の平均的河床から測定した洗掘深である。13Pは最も平均的河床面の高い所に位置しており、洗掘孔が明らかに細粒土により埋め戻されている事がわかったが、洗掘計を取付けていたため、その測定値を＜推定値＞として示してある。これらから次のような事項が判明した。

- ① 大井川のような複列流路を持つ河川では橋脚の位置によって流況が異なる。河川中央部分の橋脚の洗掘深のほうが川岸に近いものよりも必ずしも大きとは言えない。むしろ、砂州の高さが関与しているようである（10Pと14Pとを比較）。
- ② ウェルが露出している橋脚のほうが若干洗掘範囲は広がる（図4.37のⅠのグループとⅡのグループの相違）。
- ③ 相対的な洗掘深（Z）の橋脚による固有差は顕著でない。ウェル天端から測定した絶対的な洗掘深は周囲の平均河床高の影響を強く受ける（図4.38は河川中央部の10Pであるが、洗掘深Zは小さい）。このように相対的な局所洗掘深Zに差が見られなかった理由の1つに水深が浅かった事が考えられる。



図 4.38 出水後の10P周辺の河床

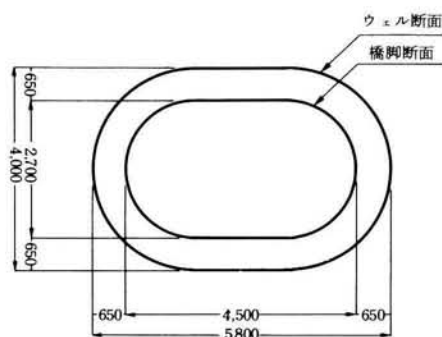


図 4.39 橋脚およびウェルの断面形状（10～14P）

想定される最大水深は図4.37から明らかなように高々橋脚幅程度であり、 $(\text{水深}) / (\text{橋脚幅}) \leq 1$ なので、多く提案された洗掘予測式の傾向からみて橋脚幅が問題となる領域外であったためであろう（ウェルの断面については図4.39参照）。

いずれにせよ、現場は中規模河床波の卓越する河川であり、これが微妙に見かけの洗掘深に関与している事が理解できよう。

以上見てきたように実橋りょうの洗掘現象には種々の様態が見られるが、いずれにせよ橋りょうの局所洗掘深に河床波の影響を加味して検討する事が有効な橋りょう管理に結びつく事は間違いないと言える。

したがって、本研究においても次節において橋りょう付近の河床状況の調査を行い、有効な知見を得る事とした。

### 4.3 局所洗掘と橋りょう付近の河床変動

#### 4.3.1 局所洗掘，河床変動及び関連諸元の調査

前節までの事例研究等により橋脚周辺の洗掘には局所洗掘の他に河床変動の影響が加わる事が明らかになった。従って，橋りょうの洗掘深を正確に予測するには河床変動の影響を正しく把握する必要がある。河床変動の発生形態は様ではないが，これらの変動の内，小規模河床波については3.6で行った実験により実用的にはその8割程度が局所洗掘深に影響すると考えて良い事が明らかとなった。しかしながら鉄道橋の災害は扇状地，山間地などの中規模河床波の卓越する場で主として発生している。従って，本節では中規模河床波の洗掘深に及ぼす影響を把握するため全国の鉄道橋の周辺の河床変動の調査を行った。調査は具体的には各橋りょうについて関連する河川諸元，水理諸元，橋りょう諸元及び橋脚周辺の局所洗掘の量，河床変動として河床の深掘れの形態と量を調査する事により行った。更にこれらの調査結果にもとずき局所洗掘と河床の深掘れとの比較を行い，河床変動の局所洗掘に対する影響の程度を評価し，又，このような深掘れと河道特性の関係についても考察を加えた。

以下，その内容について記述する。

#### (1) 調査対象及び項目

調査の対象となる橋りょうは前節でアンケートにより集計された108橋りょう及び富士川橋りょうの被災直後に国鉄本社の行った「橋りょう総点検」で根固工の特別修繕工事要求が行われた橋りょう並びに同じく国鉄本社が上記災害後の検討で「増水情報連絡体制の検討を要する河川にかかる橋りょう」としたものの中から表4.2に示す81橋りょうを加えたものとした。

調査項目としては，河川諸元，河道状況諸元，橋りょう諸元，計画洪水諸元，及び水理諸元として合計32項目を取り上げた。各項目の測定法ならびにその方法を用いた理由について以下に述べる。

#### ① 河川諸元

##### 1. 流域面積

流域面積とは，鉄道橋地点より上流側の面積とし，1/20万地形図より読み取った。

##### 2. 河床勾配

河床勾配は，記入表中に記されている河川縦断面より読み取った。その際，原則として上流側・下流側に各々500mの距離を取り，鉄道橋をはさんで1km区間の平均河床勾配とした。これは，橋りょう付近の河床勾配が一定でないため，流速等を合理的に定めるためには，比較的長い区間の平均値が必要なためである。

##### 3. 起伏比

河床勾配が河川の勾配を示すならば，起伏比は流域の勾配を示す値である。即ち，鉄道橋より上流側の流域面積について，その流域内の最高標高地点と最低標高地点（鉄道橋地点）の標高差を，その地点間の直線距離で除した値である。この値が大きいくほど，流域の傾斜が急であると言える。

##### 4. 地質

対象となる河川の特徴を示す要因の中でも極めて重要である。河川の流域は広いので，その流域を代表する地質を示した。地質は大きく分けて，火成岩地帯，変成岩地帯，堆積岩地帯となる。

これを生産土砂量という観点から考え，河床材とした時の削られ易さという基準で細分すると，

- ・火山岩・火山噴出岩地帯
- ・第三紀層・第四紀層地帯



表4.2 調査対象資料位置

| 局名  | No. | 橋りょう名   | 河 川 名        | 局名  | No. | 橋りょう名   | 河 川 名        |
|-----|-----|---------|--------------|-----|-----|---------|--------------|
| 札幌  | 1   | 第1長流川   | (長流川水系)長流川   | 静岡  | 41  | 天 竜 川   | (天竜川水系)天 竜 川 |
|     | 2   | 第3長流川   | (長流川水系)長流川   |     | 42  | 大 井 川   | (大井川水系)大 井 川 |
|     | 3   | 鵜 川     | (鵜川水系)鵜 川    |     | 43  | 二 俣 川   | (天竜川水系)二 俣 川 |
| 釧路  | 4   | 第3札内川   | (十勝川水系)札内川   | 名古屋 | 44  | 木 曾 川   | 木 曾 川        |
|     | 5   | 第5利別川   | (十勝川水系)利別川   |     | 45  | 第4長良川   | 木 曾 川        |
| 旭川  | 6   | 第1石狩川   | (石狩川水系)石狩川   | 金 沢 | 46  | 天 の 川   | 天 野 川        |
|     | 7   | 第2興部川   | (興部川水系)興部川   |     | 47  | 真 名 川   | 九 頭 竜 川      |
|     | 8   | 第1雨竜川   | (石狩川水系)雨竜川   |     | 48  | 第1神通川   | 神 通 川        |
| 青函  | 9   | 落 部 川   | 落 部 川        | 大阪  | 49  | 第3下姫川   | 姫 川          |
|     | 10  | 長万部川    | 長 万 部 川      |     | 50  | 高 宮 川   | (淀川水系)犬上川    |
|     | 11  | 第3木古内川  | 木 古 内 川      |     | 51  | 淀 川     | (淀川水系)淀 川    |
| 盛岡  | 12  | 北 上 川   | 北 上 川        | 天王寺 | 52  | 大 和 川   | (大和川水系)大 和 川 |
|     | 13  | 第16米代川  | 米 代 川        |     | 53  | 太 田 川   | 太 田 川        |
|     | 14  | 猿ヶ石川    | (北上川水系)猿ヶ石川  |     | 54  | 和 田 川   | 和 田 川        |
| 秋田  | 15  | 第9米代川   | (米代川水系)米代川   | 福知山 | 55  | 円 山 川   | 円 山 川        |
|     | 16  | 第1玉川    | (雄物川水系)玉 川   |     | 56  | 由 良 川   | 由 良 川        |
|     | 17  | 追良瀬川    | (追良瀬川水系)追良瀬川 |     | 57  | 第3伊佐津川  | 伊 佐 津 川      |
| 仙台  | 18  | 第2摺上川   | (阿武隈川水系)摺上川  | 米子  | 58  | 高 津 川   | 高 津 川        |
|     | 19  | 大 川     | 阿 賀 川        |     | 59  | 郷 川     | 江 の 川        |
| 新潟  | 20  | 第2魚野川   | (信濃川水系)魚野川   |     | 60  | 第1智頭川   | 千 代 川        |
|     | 21  | 早 出 川   | (阿賀野川水系)早出川  | 岡山  | 61  | 旭 川     | (旭川水系)旭 川    |
|     | 22  | 五十母川    | (阿賀野川水系)五十母川 |     | 62  | 第7高梁川   | (高梁川水系)高 梁 川 |
| 高崎  | 23  | 利 根 川   | 利 根 川        |     | 63  | 第2佐良川   | (吉井川水系)皿 川   |
|     | 24  | 神 流 川   | (利根川水系)神流川   | 広島  | 64  | 第1太田川   | 太 田 川        |
|     | 25  | 小 黒 川   | (利根川水系)小黒川   |     | 65  | 第4太田川   | 太 田 川        |
| 水戸  | 26  | 第1久慈川   | 久 慈 川        | 四国  | 66  | 重 信 川   | 重 信 川        |
|     | 27  | 室 原 川   | 請 戸 川        |     | 67  | 肱 川     | 肱 川          |
|     | 28  | 第2長八溝川  | 久 慈 川        |     | 68  | 第1仁井田川  | 仁 井 田 川      |
| 千葉  | 29  | 養 老 川   | 養 老 川        | 門司  | 69  | 竜 尾 川   | 竜 尾 川        |
|     | 30  | 第4小櫃川   | 小 櫃 川        |     | 70  | 中 松 浦 川 | (松浦川水系)松 浦 川 |
| 東京北 | 31  | 阿 武 隈 川 | (阿武隈川水系)阿武隈川 |     | 71  | 第1中 川   | (遠賀川水系)山 口 川 |
|     | 32  | 荒 川     | 荒 川          | 大分  | 72  | 名 貫 川   | 名 貫 川        |
|     | 33  | 蛇 尾 川   | (那珂川水系)蛇尾川   |     | 73  | 番 匠 川   | 番 匠 川        |
| 東京南 | 34  | 早 川     | 早 川          | 熊本  | 74  | 佐 井 川   | 佐 井 川        |
|     | 35  | 酒 匂 川   | 酒 匂 川        |     | 75  | 白 川     | (白川水系)白 川    |
| 東京西 | 36  | 多 摩 川   | (多摩川水系)多摩川   | 鹿児島 | 76  | 球 磨 川   | (球磨川水系)球 磨 川 |
|     | 37  | 浅 川     | (多摩川水系)浅 川   |     | 77  | 大 淀 川   | 大 淀 川        |
| 長野  | 38  | 千 曲 川   | (信濃川水系)千曲川   |     | 78  | 川 内 川   | 川 内 川        |
|     | 39  | 信 濃 川   | (信濃川水系)信濃川   | 新幹線 | 79  | 前 川     | 横 市 川        |
|     | 40  | 野々海川    | (信濃川水系)野々海川  |     | 80  | 富 士 川   | (富士川水系)富 士 川 |
|     |     |         |              |     | 81  | 天 竜 川   | (天竜川水系)天 竜 川 |

- ・深成岩地帯（花崗岩等）
- ・変成岩地帯
- ・古生層・中生層地帯

に分けられる。なお、上記の順位は侵食され易い順に並べた。

調査方法は河川流域を1/20万地形図に写した後、これに地質図をあてはめて決定した。

## 5. 谷 次 数

国土地理院発行の1/5万地形図上で地形学上の谷次数を測定する。谷次数とは地形図の等高線の奥行が広がり、幅より大きい地形を谷と定義して上流部より順に1次、2次……とするが、同一の次数の谷が合流して初めて谷次数が1次増すものとする。一般的に言って谷次数が増すほど河口部に近く、穏やかな流れとなる場合が多い（図4.40）。

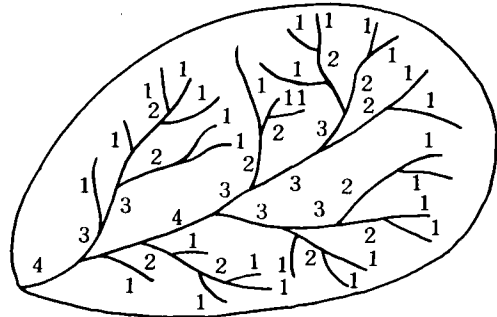


図4.40 谷次数の定義

## ② 河道状況諸元

### 6. 河道法線形状

調査表の記入及び航空写真より河道法線形状が直線、単湾曲、蛇行のいずれであるかを判断した。この項目により出水時の流れの平面形を把握する事ができる。

### 7. 河床変動傾向

対象となる河川の河床変動について、経年的に追っていったものである。調査表に記入された値を1年当たりの量に換算し、河床が上昇傾向か低下傾向かを探った。

### 8. 植生の有無

### 9. 砂州の有無

植生及び砂州の有無については、洪水時の流れに重大な影響を与える。これらの有無について、調査表の記入及び橋りょう付近の写真より判断した。

### 10. 砂利採取の有無

砂利採取については、河床の低下傾向に関して直接的な原因となる。調査表より、過去に砂利採取の実績（上流側・下流側の区別も含めて）が有るか否かをしめした。

### 11. 河床材料粒径

河床を構成する河床材料の大きさを写真より読み取った。その際、建設省発行の「全国河川粗度係数資料集」<sup>6)</sup>を参考とした。

### 12. 河道曲率半径

対象橋りょう地点の河道法線の曲率半径を示した。平水時は河道内を細いみお筋で流下したり、河道内蛇行現象を示す河川でも、出水時には水面幅が広がり、河道法線形に沿って流れるためである。そしてこのような時に、深掘れ位置が固定化され深掘れが促進される場合が多い。

測定に際しては航空写真を用いた。スケールは原則として1/10,000とした。ここで求めた曲率半径を川幅（水面幅）で割って、曲率半径・川幅比（ $r/B$ ）とした。河道計画に関して、 $r/B > 10$ という指針があるため、考察の際に参考とした。

### 13. 河床形態

河床形態と深掘れを結び付けて把握することは本調査にとって重要である。なお、ここでいう河床形態とは、主として中規模河床波を指すものとした。中規模河床波は川幅スケールの波長をもち河道湾曲が余り大きくない場合には出水により下流側へ移動する。今回は河床形態を

- a. 単列(交互)砂州
- b. 複列砂州
- c. ポイントバー
- d. 砂州なし

の4通りに分類した。

### ③ 橋りょう諸元

#### 14. 根入れ深さ

#### 15. 橋脚太さ

#### 16. 基礎工種類

#### 17. フーチング幅

橋りょう諸元については、橋脚部の局所洗掘の進行している橋脚に着目して調査した。また14～17はすべて、橋りょう部横断面図より読み取った。

根入れ深さについては、橋脚部最深河床からの深さとした。橋脚の太さについても、橋脚部最深河床における太さとした。なお、局所洗掘のためフーチングの表れているものについては、橋脚根元部分の太さを代表値とした。

フーチング幅は図4.41に示すように、フーチングの最も幅の太い部分を代表値とした。

基礎工の種類については同一の橋脚について、調査表の記入及び図面より直接基礎・杭基礎・ケーソン基礎の3つに大別した。

### ④ 計画高水(出水)諸元

#### 18. 計画(出水時)流量

#### 19. 計画(出水時)最大水深

#### 20. 計画(出水時)水面幅

上記18～20については、橋りょう直下・上流側及び下流側の3測点で取った。上下流側の位置は原則として橋りょうより50mの位置とした。

この3測点の河川横断面図をもとに計画水位・出水時水位を記入し、各断面における最大水深・水面幅を読み取った。

計画流量については、河川管理者(建設省・県等)の示す値を採用した。なお、出水時流量については水面形を等流とみなし、マニング式より平均流速を算定し、これに横断面図より測定した河積を乗じて出水時流量とした。

#### 21. 深掘れ位置

#### 22. 深掘れ深

#### 23. 局所洗掘深

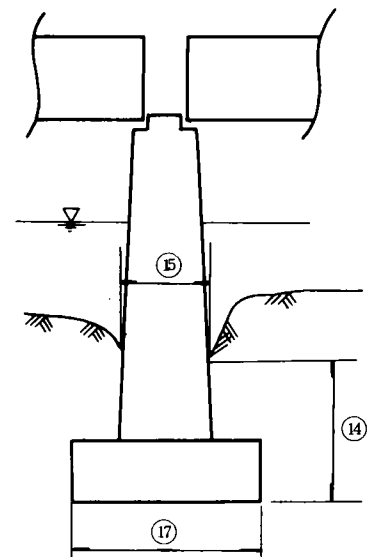


図4.41 ⑭⑮⑰の定義

#### 24. 計画高水時障害率

21～24 までの項目について、その説明図を図 4.42 に示した。今回の調査では深掘れと局所洗掘とを区別している。すなわち、深掘れとは構造物に関係なく、河床横断面の中で最も河床の低下している部分に関する現象を指す。深掘れ深とは、この部分の平均河床からの低下量である。これに対して局所洗掘は橋脚の存在により生ずる現象であり、橋脚周辺河床からの低下量をもって定義した。

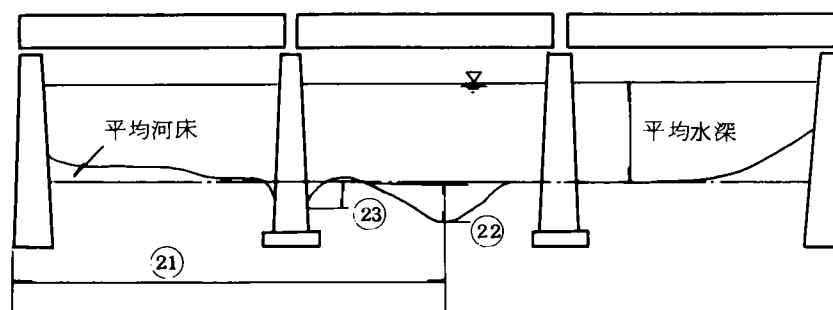


図 4.42 ②1～②3の説明図

又、深掘れ深さ位置については起点方橋台 1 A の端からの距離とした。上下流側の深掘れ位置についても 1 A 側の岸からの距離とした。その際、顕著なみお筋が 2 つ以上存在する場合には、深掘れ深の大きい方から 2 つの深掘れについて深掘れ位置と深さを並記した。

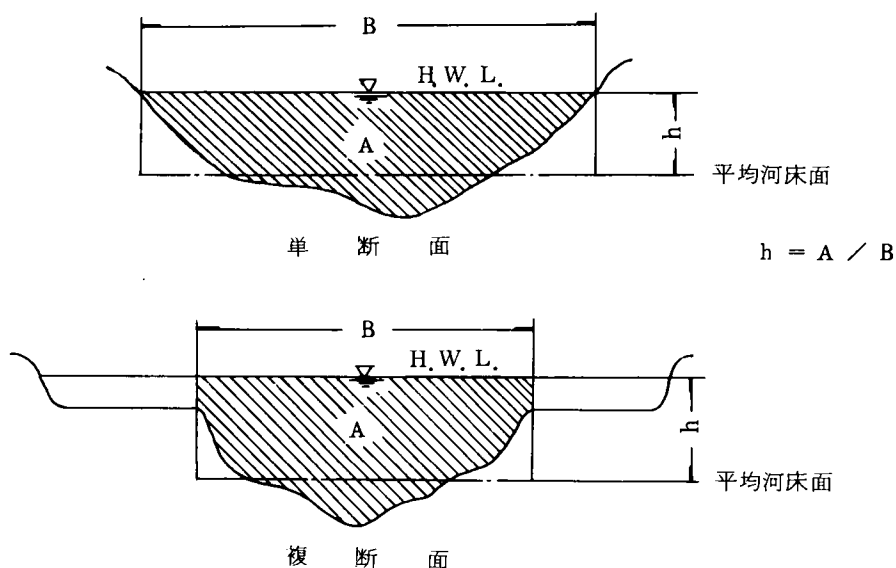
河床高変化については、出水前に最も深掘れしていた箇所が出水により深掘れが進行したか、逆に堆積したかを検討するために出水後の深掘れ深さについてもよみとった。

障害率（河積障害率）とは、橋脚の総幅が川幅に対して占める割合をいう。ここに川幅とは流向に対して直角に測った計画高水位と堤防のり面の交点間の距離をいい、又橋脚の幅とは流向に対して直角に測った計画高水位の位置における幅をいう。障害率が增大すると橋脚によるせき上げにより流水が乱され、局所洗掘や深掘れの増大等の治水上好ましくない現象が生ずる。したがって河川工作物設置基準でもその値は制限されており障害率 5 % 以内が目安となっている。

ここで平均河床の定め方について若干の説明を加えておく。平均河床については河道の横断面を想定し平均河床面を定めた場合に、その平均河床面からの凹凸部分の面積が等しくなるような面をもって定義している。すなわち、計画高水時の河積 A をその水面幅 B で除すことにより、平均水深  $h_m$  を求め、平均河床位置を定めている。

ここで、水路横断面形状が単断面の場合と複断面の場合とでは、その扱い方が少々異なる。単断面の場合は特に問題が無いと思われるが、複断面の場合は、低水路部分の平均河床という捕らえ方をした。何故ならば、高水敷の部分は平水時には水が流れないため、流水による洗掘現象は起こり得ず、高水敷を考慮して平均河床を定めたのでは、平均河床を高い位置に設定することとなり、その結果、洗掘深を過大評価することになるためである。

平均河床の定め方について図示すると、図 4.43 のようになる。



B ; 単断面の場合は計画高水時の水面幅  
複断面の場合は低水路肩間の幅

図 4.43 平均河床の定め方

## ⑤ 水理諸元

### 25. 流速 $V$

勾配が急な河川では流れはほぼ等流とみなせるため、マニング式により流速を算定した。橋りょう部横断面図に出水時水位を記し、河積、潤辺を測定して径深を算出した。勾配については②に述べた。マニングの粗度係数  $n$  については、粒径の関数とした(表 4.3)。なお、マニングの平均流速公式は次式の通りである。

表 4.3 粒径とマニングの粗度係数の関係

| 粒径 $d$ (mm)        | 粗度係数 $n$ |
|--------------------|----------|
| $1 \leq d \leq 10$ | 0.030    |
| $10 < d \leq 30$   | 0.035    |
| $30 < d \leq 100$  | 0.040    |

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \text{ (m/s)} \quad R: \text{径深}, I: \text{河床勾配} \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

### 26. 摩擦速度 $U_*$

摩擦速度  $U_*$  は河床砂礫を動かす流れの強さ(河床せん断力)を示す数値である。

$$U_* = \sqrt{g \cdot R \cdot I} \quad (\text{m/s}) \quad g : \text{重力加速度} \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

## 27. フルード数 $Fr$

フルード数  $Fr$  は、開水路流れにおける流れの強さを規定する。

又、流れが常流か射流かを判定するための数値である。

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_m}} \quad \dots\dots (4-3) \quad h_m : \text{平均水深}$$

## 28. 無次元掃流力 $\tau_*$

無次元掃流力  $\tau_*$  は、流れの強さと河床材料の性質という2つの特性量を考慮して河床せん断力の強さを示す数値である。

$$\tau_* = \frac{U_*^2}{s \cdot g \cdot d} \quad \dots\dots (4-4) \quad s : \text{河床粒子水中比重} (s = 1.65) \\ d : \text{河床粒子粒径}$$

一般的には  $\tau_* > 0.05$  の時、河床材料の移動が始まるとされている。 $\tau_*$  は掃流砂量式を用いる際に基本となる数値でもある。

## 29. 粒子レイノルズ数 $Red$

$$Red = \frac{U_* d}{\nu} \quad \dots\dots (4-5) \quad \nu : \text{動粘性係数} \\ (\text{水の場合 } 1.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s})$$

河床付近の砂礫に作用する流水の慣性力と粘性力の比を表わすパラメーターである。

## 30. 橋脚レイノルズ数 $Rep$

$$Rep = \frac{U_* D}{\nu} \quad \dots\dots (4-6) \quad D : \text{橋脚太さ}$$

基本的には粒子レイノルズ数と意味は同じであって河床付近で橋脚に作用する流れの慣性力と粘性力の比を表わすパラメーターである。

## 31. 川幅・水深比 $B/h$

川幅・水深比は河川横断面の幾何形状を代表するものであって、中規模河床波の発生条件と形状特性に支配的な影響を及ぼすパラメーターである。

$B$  : 水面幅  $h$  : 水深

## 32. 水深・粒径比 $h/d$

水深・粒径比は河床礫による流れの抵抗(粗度効果)を考慮した無次元水理量である。

### (2) 調査方法

#### 1) 測定の方法

深掘れの測定は原則として出水前後の河川横断測量という方法によった。その際橋りょう直下のみではなく、橋りょうの上流側、下流側についても同じく出水の前後で測量を行い、河床波の流下を観測するようにした。

なお、平水時には河床が大局的に見て平衡状態にあるものとみなし、深掘れ深、橋脚部の局所洗掘深ともに進行しないものと考えた。したがって平水時に相当する出水前の河川横断測量より得られた局所洗掘深及び深掘れ深を、その位置での河床面を示す数値とした。

又、出水時には河床せん断力の増加及び河床波の移動により、河床が変動する。そこで出水前後の最大深掘れ深変動量（河床の上昇または下降、なお、横断位置は橋脚部とは限らない）を測定し出水時の水理量との関係を明らかにするようにした。

## 2) 深掘れ深の大小の区分

河川の深掘れ量について、河川分類別にそのおおよその値を系統的に示した研究はあまり見うけられない。しかし、個々の河川については深掘れ量の測定値が示されているものがある。例えば須賀によれば、建設省直轄の大河川の深掘れ量について、矢作川（18.2 km地点）では0～3 m、那賀川（8.8 km地点）では2.5～3 m、天竜川（3.2 km地点）では2～4 m程度となっており、これらより大河川の深掘れ深の概略値が知られる。又、今回の調査対象河川について、河床形態と深掘れ深の関係をみたところ、単列・複列砂州では深掘れ深2 m以下のものが大半であるのに対し、ポイントバーの形成される河道では深掘れ深2 m以上となっている例がほとんどであった。したがってここでは低水路平均河床からの深掘れ深2 mを局所洗掘深、深掘れ深の大小を区分する数値として用いることとした。このようにすれば深掘れと河床形態及びそれに関連する水理量との関係の把握が容易であると判断したわけである。

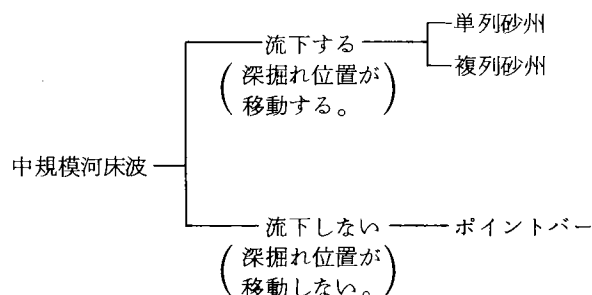
又、本調査での1洪水による河床の最大変動量は大きい河川の1つである大井川の例で1.0 m程度であった事より、この2倍の値となる2.0 mをとり、上述の理由と合わせ深掘れ量の基準にすることとした。2 mという値は河川管理施設等構造令において計画河床より基礎構造物の上面まで取るべき根入れ深さの基準値として定められている値でもある。

## 3) 河床波の形態の分類

本調査では、河床形態別に深掘れ現象の様態を明らかにする事を目的とした。



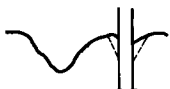
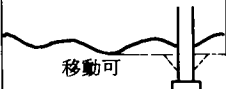
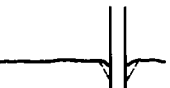
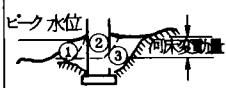
本調査の場合を見ると、出水時においてはほとんどすべての場合について $B/h > 10$ となり、中規模河床波の卓越する領域となっている。したがって本調査では、中規模河床波について検討する事とし、その形態は流下可能性という見地にもとずき表4.4のように分類した。

表4.4 河床波の分類

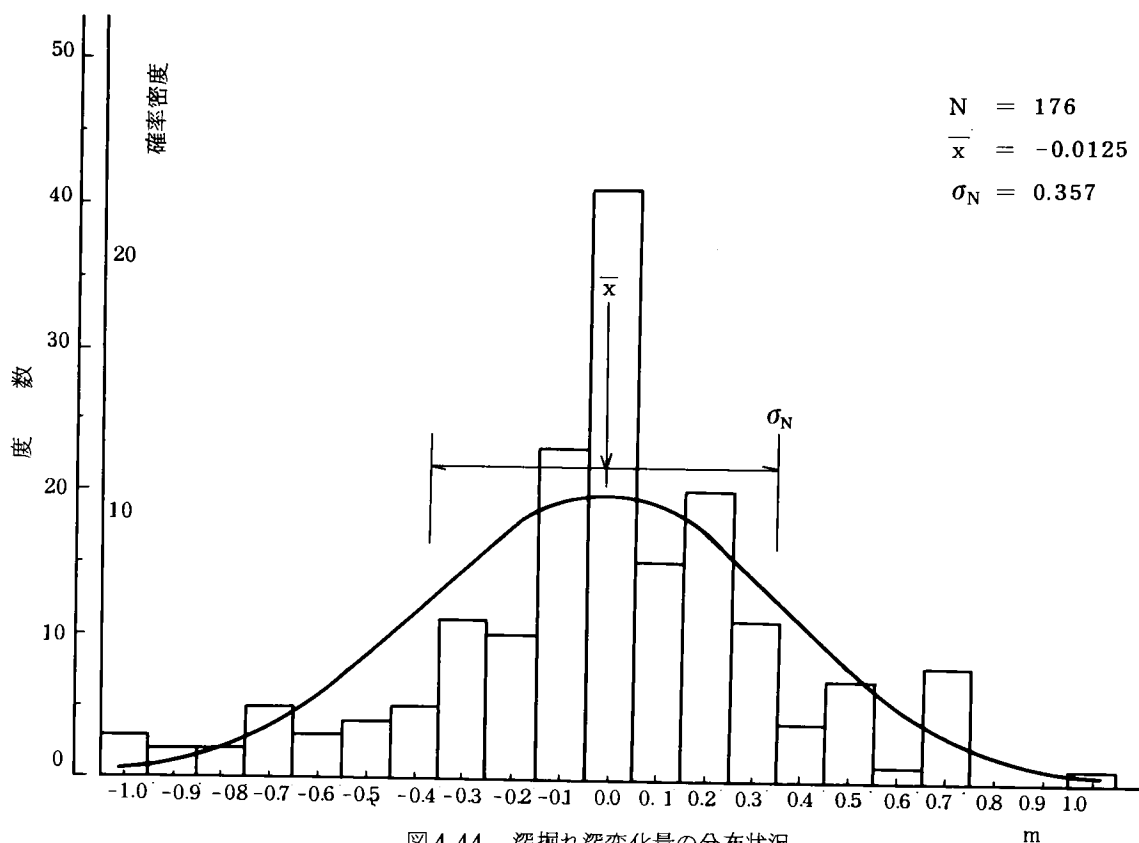


又、このような河床波の形態ごとの橋脚の局部洗掘量及び最深河床の位置についての定義を表4.5に示した。

表 4.5 基準面の取り方

| 中規模河床形態              |            | ケース | 略 図   | 定 義                                 |
|----------------------|------------|-----|---|-------------------------------------|
| ポイントバーの発生する場合        |            | 1   |    | 最深河床＝橋脚設置位置河床<br>－局所洗掘深             |
| 単列砂州の発生する場合          | みお筋の移動する場合 | 2   |    | 最深河床＝橋脚設置位置河床<br>－河床波高変動分<br>－局所洗掘深 |
|                      | みお筋の固定する場合 | 3   |    | 最深河床＝橋脚設置位置河床<br>－局所洗掘深             |
| 複列砂州の発生する場合          |            | 4   |   | 最深河床＝橋脚設置位置河床<br>－河床波高変動分<br>－局所洗掘深 |
| 中規模河床波の存在しない場合       |            | 5   |  | 最深河床＝橋脚設置位置河床<br>－局所洗掘深             |
| 側方侵食の発生する場合<br>＜特殊例＞ |            | 6   |  | 最深河床＝側方侵食後の最深河床<br>－局所洗掘深           |





#### 4) 検討に用いた水位

元来、河床変動現象は大きな出水体験、長期的な変動傾向、河床構造物の施工等の河道それぞれの履歴によって定まるものであり、ある履歴に対して一度定まったみお筋は相当大的な出水でなければ変化しにくい。又、ある洪水に対する深掘れ深の増減については、出水中の河床高を測定しなければ正確な値が得られないのは当然である。なせならば時間の経過と共に流送土砂により埋めもどしが生じるからである。

今回の調査は出水前後の河床横断測量という方式によっているが、データーの中にはみお筋変化のあるものはあまり見受けられなかった。又図 4.44 に示すように、深掘れ深の変化量は河川毎にばらついており、その平均値はほぼ 0 に等しくなった。

これは本調査の対象橋りょうが全国各地に分散している事、調査期間が 1 年間に限られていた事等から、収集された出水記録の“規模”がまちまちであり、又、出水から河床横断測量までの期間が長かったため、埋めもどし等によりデーターにノイズが入ってしまったものも多かったためであろう。

このような事情にかんがみ本調査では出水時の水理量の代表値として計画高水時の諸元を用い、深掘れ深としては出水前のものを採用している。計画高水時諸元を用いる事により、全国の橋りょうを取りまく水理諸元を建設省、県等で定めた同一の基準で計る事ができると判断したためである。

### 4.3.2 調査の結果及び考察

#### (1) 中規模河床波の形態と深掘れの関係

前項で分類した中規模河床波の4形態について、各形態ごとに設置されている橋脚の設置数を図4.45に示す。この図及び表4.5から以下の事が分かる。

- ① 深掘れ深2m以上のものには、ポイントバーを形成している場のものが多い。すなわち、ポイントバーを形成していると判断される場では、深掘れ深が2m以上となる率が非常に高い。
- ② 深掘れ深2m以上のものについて、その河床形態と曲率半径についてまとめたものが表4.6である。これによると、ポイントバー形成領域の曲率半径・川幅比は最大のものでも6.5であり急湾曲部であることがわかる。
- ③ ポイントバー形成と判断された場合の中には、城東貨物線・淀川橋りょうのように曲率半径が3400mもあり、大規模なポイントバーを形成しているものもある。ところがこれを計画高水時の川幅で除した曲率半径・川幅比で見ると、淀川の場合5.6という値になる。河道計画の際には、この比が10以上となる事が望ましいとされており、この意味からすれば淀川の場合も湾曲部であると言える。

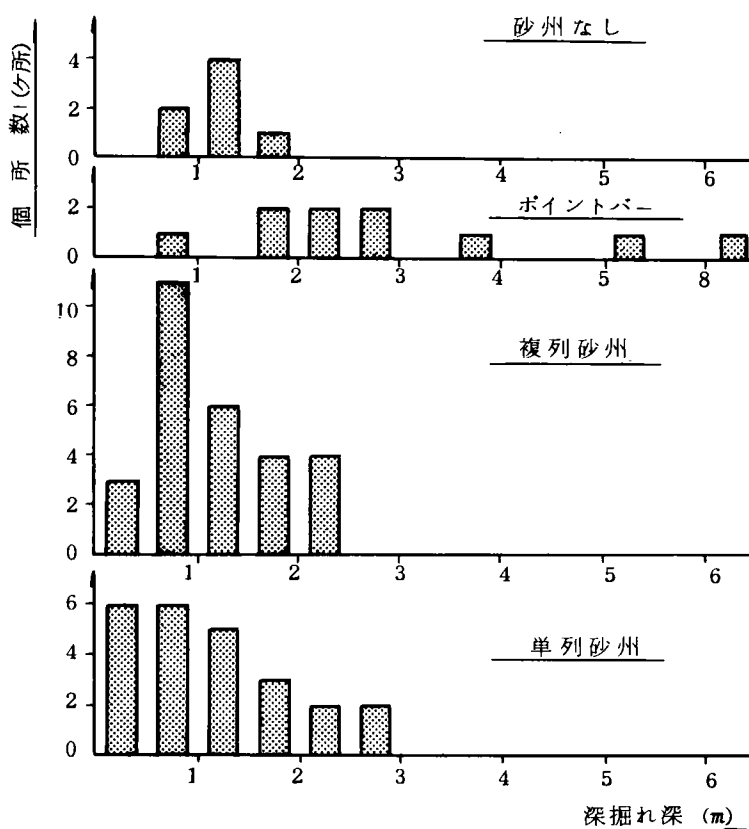


図4.45 深掘れ深と河床形態

- ④ 深掘れには、移動するものと固定したものとがある。河川の急曲部に生ずるポイントバーを形成している所の深掘れは非常に大きなものであるが、長いあいだ位置も固定しており、橋りょうの保守上問題となる事は少ないと思われる。このような所での橋りょうは、みお筋の部分は当初より長径間のトラスを使用したり、下部工には十分根入れのあるケーソンを使用している場合が多い。

これに対して、ポイントバー以外の深掘れが移動し得る状態の河床形態で、しかも2m以上の深掘れのある場にある橋りょうについては、保守管理が問題となると考えてよい。

- ⑤ 複列砂州を形成している場では深掘れ深2m未満のものが多く平水時には、大きな深掘現象が生じにくいことを表している。これは、複列砂州を形成する場では平水時にみお筋が複数となるため、流水のエネルギーが分散してしまうためと思われる。

又、表4.6によれば、複列砂州を形成している場では直線河道あるいはそれに近いものが多い。又その大半が大河川であり、橋りょうは主要幹線にかかる大橋りょうとなっている。

表4.6 深掘れ深2m以上の橋りょう一覧表

| 線 名       | 橋りょう名 | 半 径   | 曲率半径<br>川 幅 比 | 河 床 形 態     |
|-----------|-------|-------|---------------|-------------|
| 両 毛 線     | 利 根 川 | 700   | 3.8           | 単列交互砂州      |
| 水 郡 線     | 第1久慈川 | 2,100 | 13.0          | "           |
| 飯 山 線     | 信 濃 川 | 550   | 4.4           | "           |
| 山 陰 本 線   | 高 津 川 | 2,050 | 8.9           | "           |
| 東 海 道 本 線 | 天 竜 川 | 直 線   | ∞             | 複列砂州        |
| "         | 大 井 川 | 3,300 | 3.2           | " (うろこ状)    |
| 越 美 北 線   | 真 名 川 | 直 線   | ∞             | "           |
| 新 幹 線     | 富 士 川 | 直 線   | ∞             | "           |
| "         | 天 竜 川 | 9,500 | 10.8          | "           |
| 信 越 線     | 千 曲 川 | 600   | 1.4           | ポイントバー(大規模) |
| 越 美 南 線   | 第4長良川 | 800   | 6.5           | " (直 前)     |
| 城 東 貨 物 線 | 淀 川   | 3,400 | 5.6           | " (大規模)     |
| 阪 和 線     | 大 和 川 | 450   | 2.7           | "           |
| 可 部 線     | 第1太田川 | 250   | 1.4           | "           |
| "         | 第4太田川 | 400   | 2.2           | "           |
| 富 内 線     | 鵜 川   | 400   | 1.3           | "           |

## (2) 河川分類と深掘れ深の関係

前項では深掘れの生じ易い河床形態について定性的検討を加えた。ここでは更に山本の分類に従って河川分類と深掘れの関係を検討する。図4.46は山本の分類と深掘れ深との関係を示したものであり、図中には当該橋りょうの防護工の有無も併記した。図によれば調査対象橋りょうはその多くが“扇状地河川”に存在している事がわかる。又、防護工の施工されている例が多く、かつその効果により橋脚の局所洗掘深の大きくなるのが防がれている事もよくわかる。さらに同図より、深掘れ深の大きな場は

- ① 河床勾配が急で、河床材料粒径の比較的大きな川即ち扇状地河川
- ② 河床勾配が緩やかで、河床材料粒径も比較的小さな川即ち移過帯及び沖積低地河川のグループに分けられる。

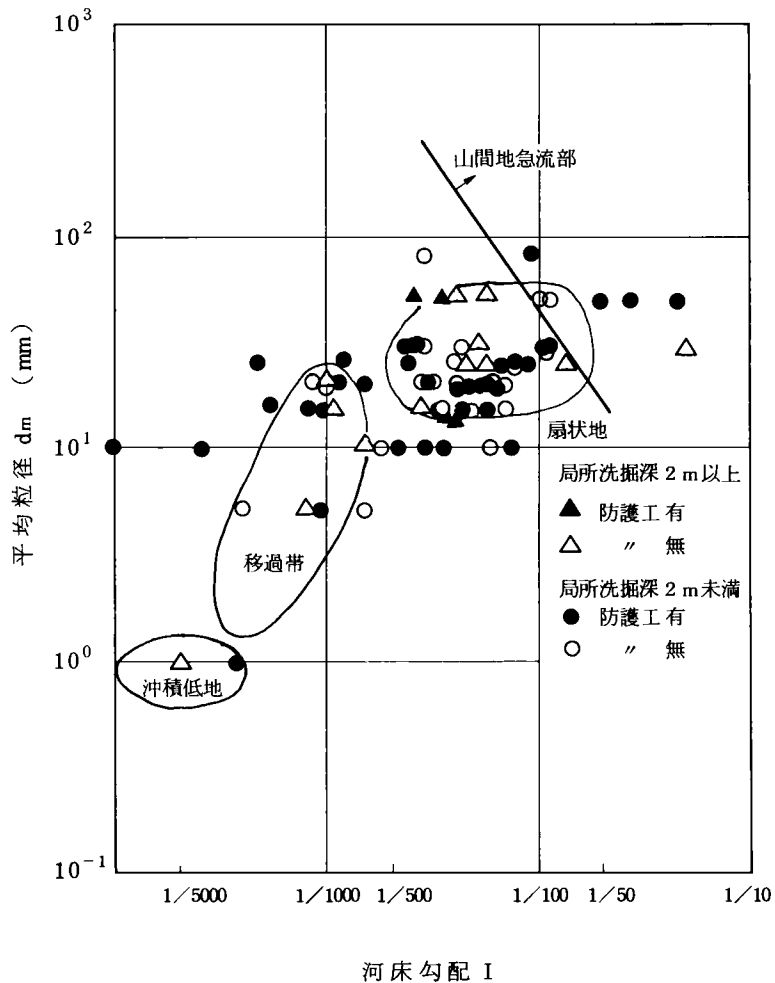


図 4.46 深掘れ深と河川分類及び防護工の有無の関係

次に図 4.47 は山本の分類と河床形態との関係を示したものである。図 4.46 と対比して防護工の有無に着目すると、扇状地河川に分類され、かつ河床形態が複列砂州の場合に防護工の使用例が多く、次いで単列砂州の場合が多い。複列砂州で扇状地河川に分類されるものは比較的大きな河川で、深掘れも大きくなっており、深掘れ位置も移動する事から防護工の使用例も多くなっていると考えられる。単列砂州のような規模の小さい扇状地河川で防護工の多い理由は、直接基礎で根入れの浅いものが多いことによると考えてよい。一方ポイントバーの形成されているところでは、深掘れ位置が固定されているため、深掘れ深が大きいにもかかわらず防護工の使用例は少ない。

以上を整理して河川分類別に述べると次のように言える。

①扇状地河川において、河道法線形状が湾曲して、ポイントバーや単列砂州を形成している場合は、深掘れ現象が生じ易い。これは単列河道ではみお筋が鮮明化し、流れが低いところに集中し流速が増え、河床せん断力が増加するためと考えられる。

②移過帯及び沖積低地河川では複列砂州を形成している場合が多い。又、大河川の下流部である場合がほとんどで、出水時の川幅・水深比は大きい。平水時には深掘れは生じにくい、大出水時には複列砂州の流下を伴った規模の大きな深掘れが生じ易い。

これを橋りょうの管理との関連で整理すると、一般に扇状地河川では橋りょうも小規模で直接基礎が多く、2mの洗掘は被災に直結するため防護工等の施工がされており、それが有効な場合が多く、一方沖積低地河川では大橋りょうでケーソン基礎となっていて2mの洗掘が直ちに被災とはならない場合が多いため、技術者の判断で防護工のある場合とない場合がみられる。但し扇状地河川であっても大規模な河川では複列砂州が形成されており、ケーソン基礎となってもなおかつ防護工を用いている例が多い(大井川等)。

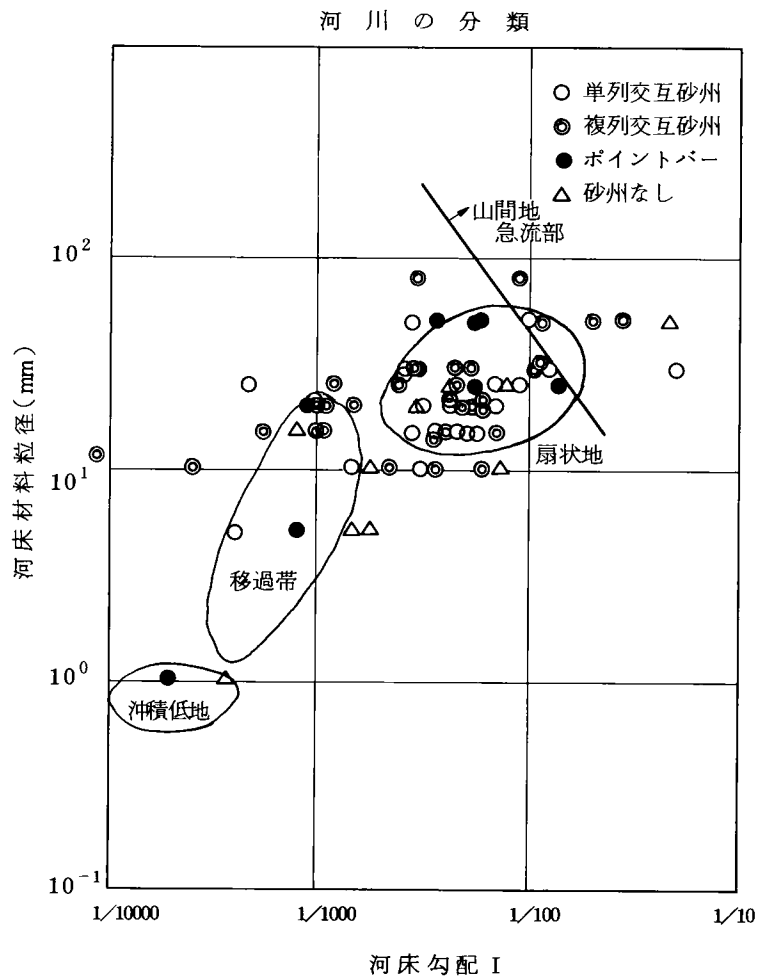


図 4.47 河川分類と河床形態の関係

### (3) 深掘れ深と河床変動傾向及び地質との関連

次に深掘れ深が2 m以上と大きな場にある橋りょう付近の河床変動傾向及び上流部の地質について検討する。深掘れの進行は河床の長期変動傾向と最も密接に関連していると思われるため、ここで深掘れ2 m以上の橋りょうをとりあげて図4.48のように河床の変動傾向を調べた。

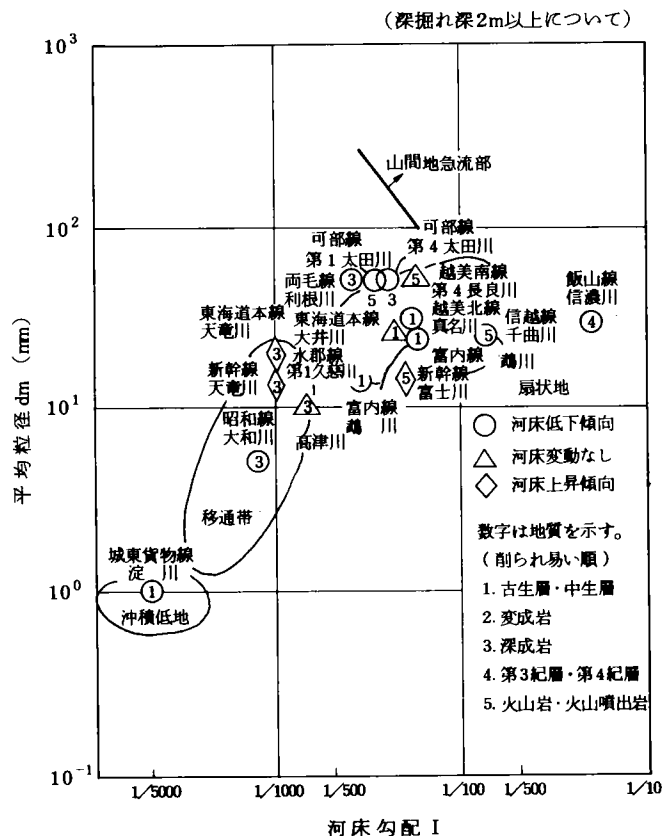


図 4.48 河川分類と河床変動傾向及び地質との関係

図によれば深掘れ深2 m以上の橋りょうではその大半で河床低下傾向ないしは河床変動なしとなっている。上昇傾向を示しているのは富士川と天竜川のみである。河床が低下傾向にあるというのは上流側からの供給土砂に比して、その地点の流送土砂量が多い事、すなわち非平衡状態にある事を示すものであり、これに河床波の流下等が伴って深掘れ現象はますます進行すると考えられる。次に河床の低下傾向にある橋りょうについて、その橋りょうから上流側の流域で最も卓越する地質について調べてみた。その結果、低下傾向にある河床では古生層・中生層のものが多く、これは最も侵食されにくい地質である。すなわち橋りょう上流部での生産土砂量が少ないために、洗掘土砂量が供給土砂量を上回るため、河床低下が生ずるものと考えられる。河床上昇、あるいは変動なしの場合は、逆に、侵食されやすい火山岩、変成岩が代表地質である場合が多い。

河川の深掘れの継続的な進行は基礎の根入れの減少、河川局所流速の増大などにつながるため河川橋りょうの保守管理上注意を要する現象であると云える。

須賀の研究によれば、このような深掘れの継続的な進行は供給土砂の減少した砂礫河床の大河川におい

て著しいとされている。富士川橋りょう4Pも富士川の深掘れ部の中にあったと考えられる。

#### (4) 河床変動が局所洗掘深に及ぼす影響

今回の調査で測定された出水前後の河床変動量を単列砂州、複列砂州等の中規模河床波の流下によるものと考え、整理すると図4.44のようになる。

すなわち1回の洪水による河道中央部の河床変動量は、正規分布の形状をなしその平均値はほぼ0m、最大値は1mとなる事がわかる。従って河床変動による波高の変化としては1mをみればよい事になる。しかし、実河川を見ると中規模河床波により形成された砂礫堆そのものは高さの大きいものでは3～4mに達するものも観察される。又、水理実験等ではさらに高い波高を観測する事もある。この事より、河床変動の量としてはもっと大きい量を取るべきであると言う考えも成り立つわけである。そこで今回の調査とこのような見解との間の差異の原因について考察するため実際の河川における砂州の移動について調べ図4.44の結果をチェックする事とする。

実際の河川において長期間砂州の移動速度を調査した資料によると、那賀川、(四国)では波長1300～2280mの砂州が $14^{8)} \sim 26\text{m}/\text{年}$ 、阿賀野川では $30 \sim 50\text{m}/\text{年}$ 、大井川の東海道本線下流における多列砂州では $100\text{m}/\text{年}$ となっている。このように一般に中規模河床波として発達する砂州の川幅の $2 \sim 20^{9)10)}$ (平均6倍)倍であり、ある時点を捕えての砂州の高さは3～4mに達する事があっても1回の洪水で橋脚の周囲のみに着目した場合の変動量はそう大きくはなり得ず、図4.44の結果に見るような数値に落着くものと考えられる。

実験水路では継続して大きい流量を流す事が可能であるため、中規模河床波の発生する水理量の条件下で大きい河床変動が発生し得ると考えられるが、実際の河川では砂州が形状を乱さず発達しつづけるためには大流量が長時間継続する事が必要であり、そのような事はわが国の河川の流況では起りにくいと言ってよい。従って河道中央部に位置する橋脚の洗掘深を実用的に推定するためにはTarapore型の式で算出される局所洗掘深にこのような1洪水の河床変動を加えればよい事となり、その値はもっとも安全側を見ても1mとすればよいと言う事ができる。一方表4.5にみるように中規模河床波の中にもポイントバー等洪水によって移動しないものもあり、実際の適用にあたってはこの表に基づき河床形態をしっかりと把握し、その形態に応じた正しい基準面の取り方をすることが大切であるといえる。又、河口砂州の影響区間や交互砂州、ポイントバーの前縁付近(蛇行流路の水衝部)に設置された橋脚については1洪水による河床変動が1m以上に及ぶ場合があり得るので、実測による詳細な検討が必要であると言える。

なお国鉄の橋りょうの中には大河川下流部の明らかに小規模河床波の卓越する場にあるものもある。今回の調査によればこのような場にある橋りょうには洪水の被害はあまり見られない。これはこれらの橋りょうが河川下流部の川幅の広い箇所を大きい支間で渡るという構造上の必然から十分な根入れのある場合が多く、河床波の変動が橋脚の安定に影響を与えないためであろうと考えられる。しかし検討の必要が全くないわけではなく、根入れに付加する余裕長の検討等も必要と思われるので、小規模河床波の発達する河川の場合は3.6の実験結果を踏まえ、波高の8割程度を目安として局所洗掘深に加算しておく必要がある。

### 4.4 河床変動に関する多変量解析

#### (1) 深掘れ深に関する多変量解析

前節で実施した鉄道橋付近の河床変動の調査により、洗掘災害に密接な関係のある中規模河床波の形態ごとの、河床変動の実態について明らかにする事ができた。

本節ではこの調査のデーターを用いて多変量解析を行い、河床変動により深掘れを生じさせる要因について分析を行った。

なお、本解析では前節の考察で述べたような理由で2mを深掘れ現象進行の区分値とし深掘れの進行の有無に対して主成分分析を行い、深掘れ現象の原因となる総合特性値を導出した。なお、深掘れ深の数値としては出水前の比較的安定していると考えられるものを取り上げた。

又、データーとしては、橋りょう直下のみでなく、上流側及び下流側のものも用いた。深掘れ深は、橋りょう直下と上流側、下流側とで各々異なるためこの事によりデータ数が増加する事になる。なお、深掘れ深は、その断面で最も深く掘れている位置で代表した。橋脚部の局部洗掘深をとらなかったのは、橋脚部には防護工の施工により、深掘れ深が人工的に減少させられている場合があるためであり、本解析の目的が防護工等の施設の無い河川の場合における深掘れ現象の進行と水理諸元の関係をみることにあるからである。

入力変数は以下に示すような比較的独立と考えられる15項目とした。

なお、既に述べたようにデーターには人為的な影響が入っている可能性が多いため同一の基準で判定するよう努めた。

#### 主成分分析入力項目

- |              |             |            |
|--------------|-------------|------------|
| 1. 流域面積      | 2. 河床勾配     | 3. 起伏比     |
| 4. 谷次数       | 5. 曲率半径・川幅比 | 6. 河床変動傾向  |
| 7. 河床材料粒径    | 8. 流速       | 9. 平均水深    |
| 10. フルード数    | 11. 摩擦速度    | 12. 無次元掃流力 |
| 13. 粒子レイノルズ数 | 14. 川幅・水深比  | 15. 水深・粒径比 |

15変数による主成分分析を行った結果は表4.7、表4.8の通りである。表より深掘れ深の大小に応じた第1、第2主成分の中の主な因子負荷量を示すと次のようである。

#### ・深掘れ深 $\geq 2$ m

##### 第1主成分



表 4.7 主成分分析の結果(1)

| 因子負荷量        | 主成分分析（深掘れ $\geq 2$ m） |           |           |           |           |           |           |
|--------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|              | 第 1 主成分               | 第 2 主成分   | 第 3 主成分   | 第 4 主成分   | 第 5 主成分   | 第 6 主成分   | 第 7 主成分   |
| 1. 流域面積      | 0.191294              | -0.635761 | 0.485789  | 0.103384  | -0.401335 | -0.040785 | 0.140947  |
| 2. 河床勾配      | 0.883092              | 0.048038  | 0.178147  | -0.092098 | -0.045027 | 0.273832  | 0.087196  |
| 3. 起伏比       | 0.572118              | 0.475649  | -0.454002 | -0.148243 | 0.005725  | -0.094471 | 0.178169  |
| 4. 谷次数       | -0.469612             | -0.456780 | 0.136795  | 0.413833  | -0.301179 | -0.152574 | 0.346444  |
| 5. 曲率半径・川幅比  | 0.054983              | 0.012695  | -0.212494 | -0.718171 | -0.301455 | -0.095486 | 0.507191  |
| 6. 河床変動傾向    | 0.105196              | -0.091566 | 0.009940  | -0.540993 | -0.262105 | -0.646438 | -0.325093 |
| 7. 河床材料粒径    | 0.718473              | 0.211722  | -0.077922 | 0.376479  | -0.047231 | -0.348375 | -0.003537 |
| 8. 流速        | -0.077505             | 0.484842  | 0.800448  | -0.036576 | 0.162190  | -0.218132 | 0.123682  |
| 9. 平均水深      | 0.048833              | -0.793338 | 0.023569  | 0.104985  | 0.128193  | -0.337609 | -0.081754 |
| 10. フルード数    | -0.069553             | 0.615921  | 0.745370  | -0.090225 | 0.095763  | -0.106264 | 0.041409  |
| 11. 摩擦速度     | 0.929743              | -0.248858 | 0.101311  | -0.015097 | 0.062182  | 0.067040  | -0.025415 |
| 12. 無次元掃流力   | 0.525196              | -0.573656 | 0.343052  | -0.315277 | 0.171743  | 0.302790  | 0.012533  |
| 13. 粒子レイノルズ数 | 0.926881              | -0.029930 | 0.007101  | 0.187568  | 0.069120  | -0.159448 | -0.026160 |
| 14. 川幅・水深比   | 0.027916              | 0.204135  | 0.170557  | -0.105419 | -0.774123 | 0.316426  | -0.339919 |
| 15. 水深・粒径比   | -0.308431             | -0.399552 | 0.105759  | -0.522272 | 0.413680  | 0.059257  | -0.106637 |
| 累積寄与率        | 0.334                 | 0.531     | 0.672     | 0.776     | 0.835     | 0.881     | 0.920     |

表 4.8 主成分分析の結果(2)

| 因子負荷量        | 主成分分析（深掘れ深 $< 2$ m） |           |           |           |           |           |           |
|--------------|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|              | 第 1 主成分             | 第 2 主成分   | 第 3 主成分   | 第 4 主成分   | 第 5 主成分   | 第 6 主成分   | 第 7 主成分   |
| 1. 流域面積      | 0.179647            | -0.827909 | 0.160760  | -0.183047 | 0.094985  | -0.347658 | 0.038624  |
| 2. 河床勾配      | -0.822245           | -0.340667 | 0.275039  | -0.252768 | -0.150636 | 0.003977  | 0.010719  |
| 3. 起伏比       | -0.392343           | 0.692440  | -0.031575 | -0.356091 | -0.004413 | -0.338847 | 0.026597  |
| 4. 谷次数       | 0.615604            | -0.555877 | 0.132398  | 0.056158  | 0.273482  | -0.067836 | -0.244386 |
| 5. 曲率半径・川幅比  | 0.236691            | 0.287418  | 0.558897  | -0.338293 | -0.293145 | -0.182418 | -0.534189 |
| 6. 河床変動傾向    | 0.298578            | -0.105982 | 0.562906  | -0.111702 | 0.593298  | 0.003387  | 0.065122  |
| 7. 河床材料粒径    | -0.624320           | 0.466818  | -0.309411 | -0.028134 | 0.334588  | -0.317376 | 0.008560  |
| 8. 流速        | -0.690091           | -0.277718 | 0.143683  | 0.598626  | 0.046560  | -0.190815 | -0.112122 |
| 9. 平均水深      | 0.283050            | -0.388264 | -0.720277 | -0.260567 | 0.201446  | -0.086326 | -0.174840 |
| 10. フルード数    | -0.626892           | -0.179620 | 0.250728  | 0.661622  | -0.072597 | -0.198079 | -0.043906 |
| 11. 摩擦速度     | -0.871990           | -0.300192 | 0.073357  | -0.326531 | 0.050165  | 0.162678  | 0.002839  |
| 12. 無次元掃流力   | -0.655019           | -0.601583 | 0.191911  | -0.293116 | -0.103733 | 0.218679  | 0.012093  |
| 13. 粒子レイノルズ数 | -0.903979           | -0.041514 | -0.141922 | -0.307268 | 0.163622  | -0.074372 | -0.008011 |
| 14. 川幅・水深比   | 0.360244            | 0.179197  | 0.715465  | -0.164432 | -0.007971 | -0.151817 | 0.364217  |
| 15. 水深・粒径比   | 0.394235            | -0.544592 | -0.320478 | -0.119235 | -0.389877 | -0.355908 | 0.232425  |
| 累積寄与率        | 0.267               | 0.449     | 0.576     | 0.683     | 0.768     | 0.838     | 0.885     |

正の値 摩擦速度，粒子レイノルズ数，河床勾配，河床材料粒径

負の値 谷次数

## 第2主成分

正の値 フルード数

負の値 平均水深，流域面積

### ・深掘れ深 $< 2\text{ m}$

## 第1主成分

正の値 谷次数

負の値 粒子レイノルズ数，摩擦速度，河床勾配

## 第2主成分

正の値 起伏比

負の値 流域面積，無次元掃流力

## (2) 分析結果及び考察

主成分分析の結果により，深掘れ深の大小に関与する要因として，次のようなものが挙げられる。

- ・ 曲率半径・川幅比
- ・ フルード数
- ・ 水深・川幅比
- ・ 流域面積
- ・ 河床勾配

また，数量化できないため主成分分析の中には入っていないが，河床形態も重要な要素である。

これらの要因と深掘れ深との相関関係についてグラフにプロットして検討した。

なお，グラフは河道法線の曲率半径・川幅比  $r/B$  により分類した。なお無次元化するより実測値を使ったほうが傾向の見出し易い場合はあえて無次元化せずにグラフを整理した。なお  $r/B$  については  $* r/B < 10$  (急湾曲)， $* r/B \geq 10$  (緩湾曲)，\*直線の3通りに分類した(図4.49～図4.66)。

又図中のプロットは，

○ 単列砂州      ◎ 複列砂州      ● Point Bar      △ 砂州なし

を示している。

これから次の事がわかる。

- 1) 深掘れ深・川幅比はフルード数が大きくなると大きくなる傾向にある。又単列砂州のほうが複列砂州より大きい。この傾向は河道の曲率半径・川幅比によらない(図4.49～図4.51)。

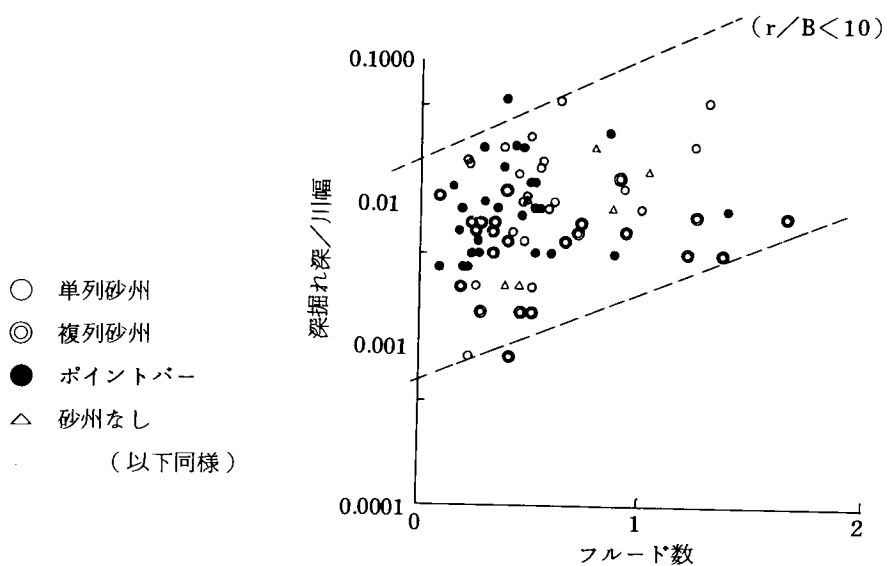


図 4.49 深掘れ深／川幅とフルード数の関係

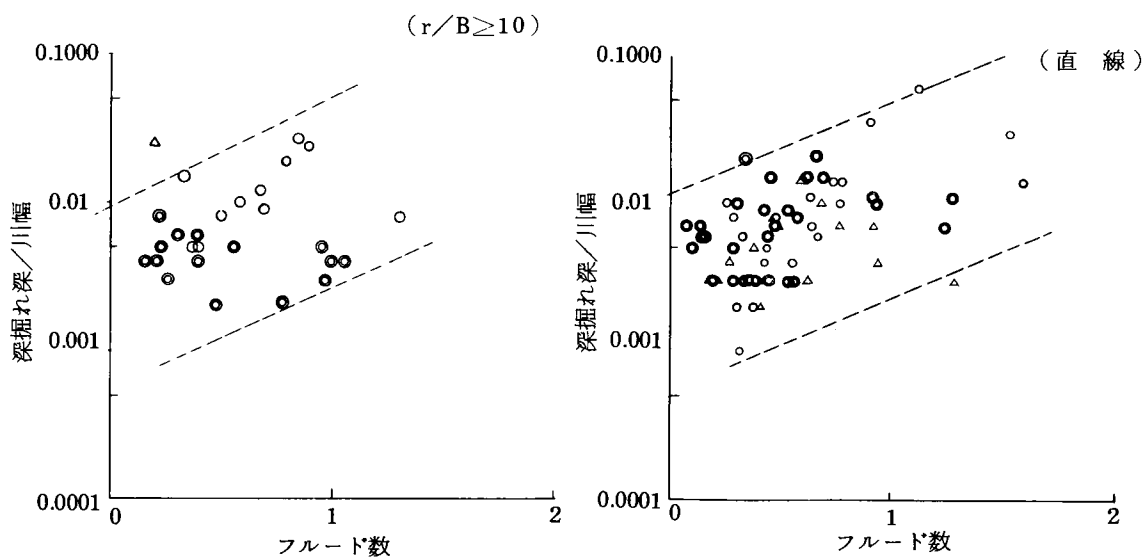


図 4.50 深掘れ深／川幅とフルード数の関係

図 4.51 深掘れ深／川幅とフルード数の関係

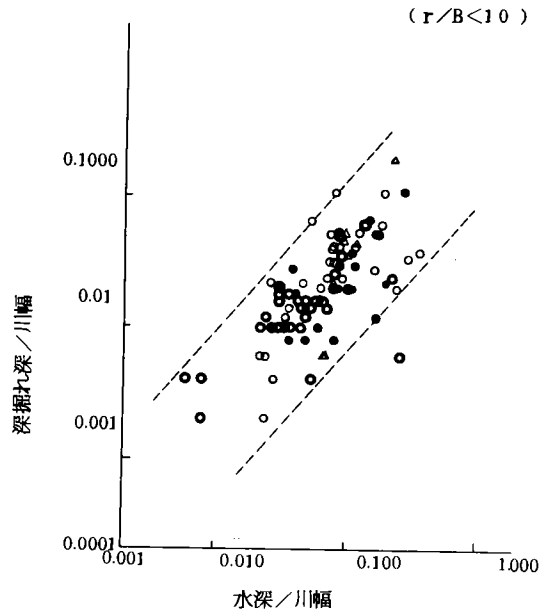


図 4.52 深掘れ深／川幅と  
水深／川幅の関係

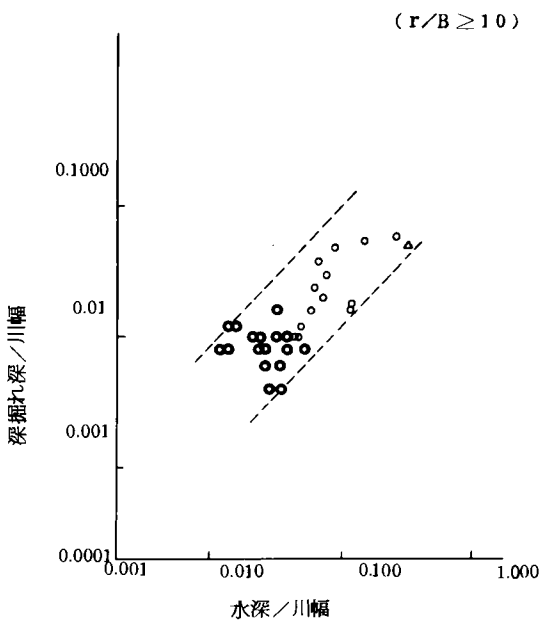


図 4.53 深掘れ深／川幅と  
水深／川幅の関係

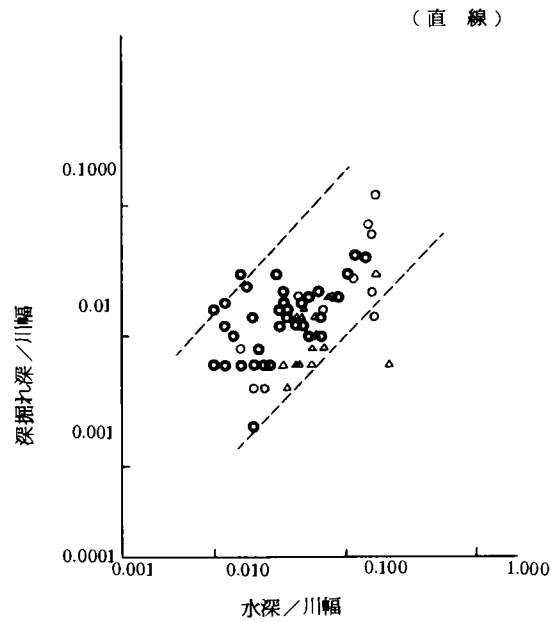


図 4.54 深掘れ深／川幅と  
水深／川幅の関係

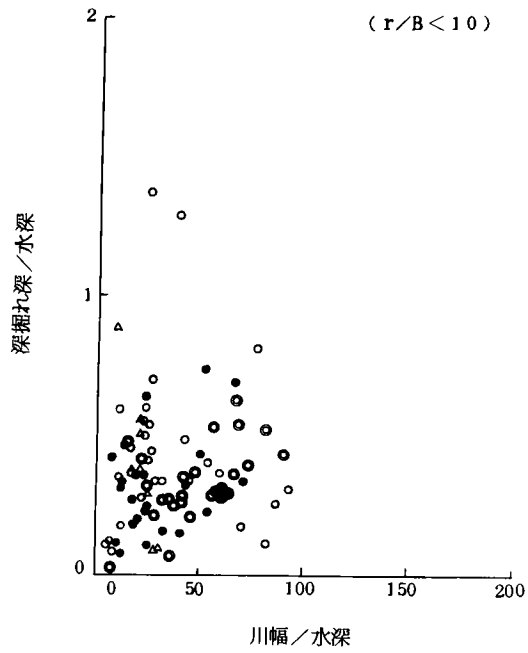


図 4.55 深掘れ深／水深と  
川幅／水深の関係

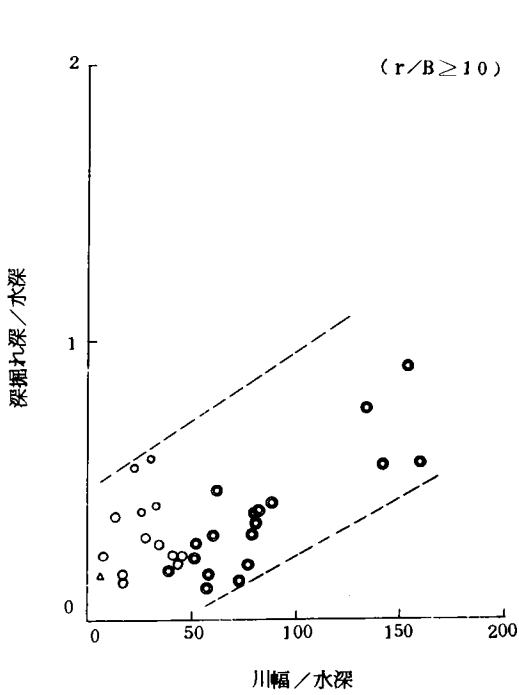


図 4.56 深掘れ深／水深と  
川幅／水深の関係

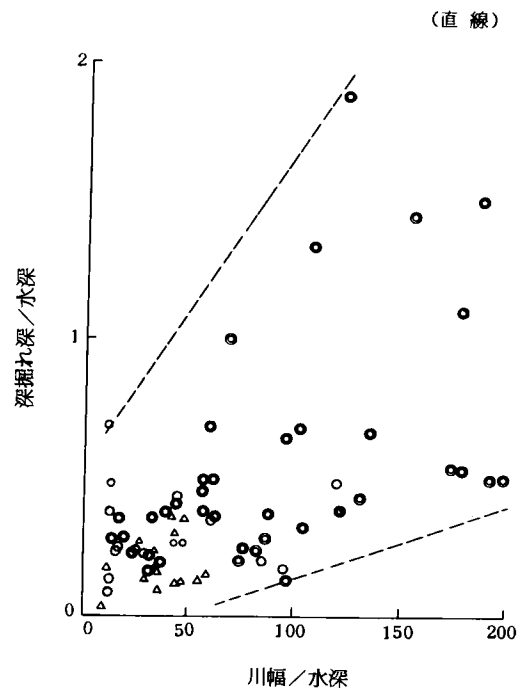


図 4.57 深掘れ深／水深と  
川幅／水深の関係

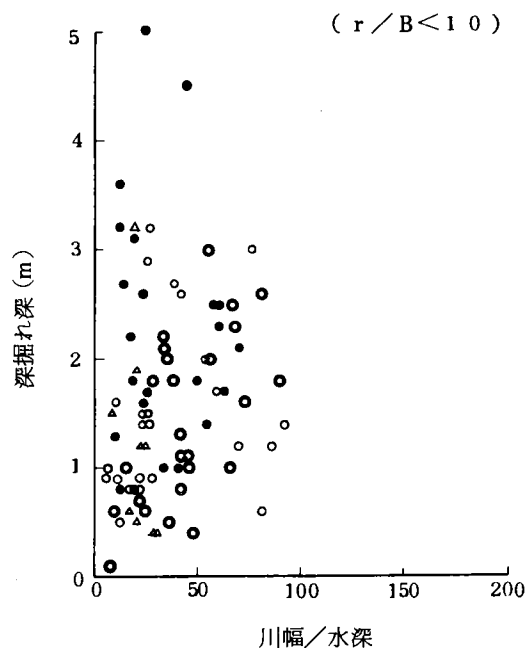


図 4.58 深掘れ深と  
川幅/水深の関係

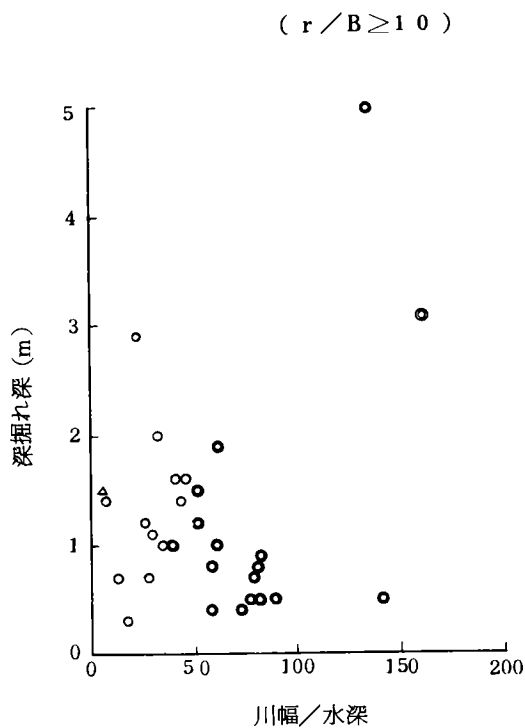


図 4.59 深掘れ深と  
川幅/水深の関係

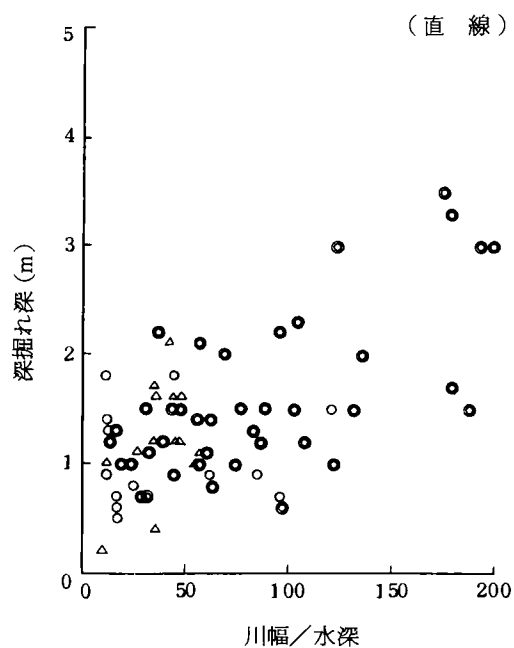


図 4.60 深掘れ深と  
川幅/水深の関係

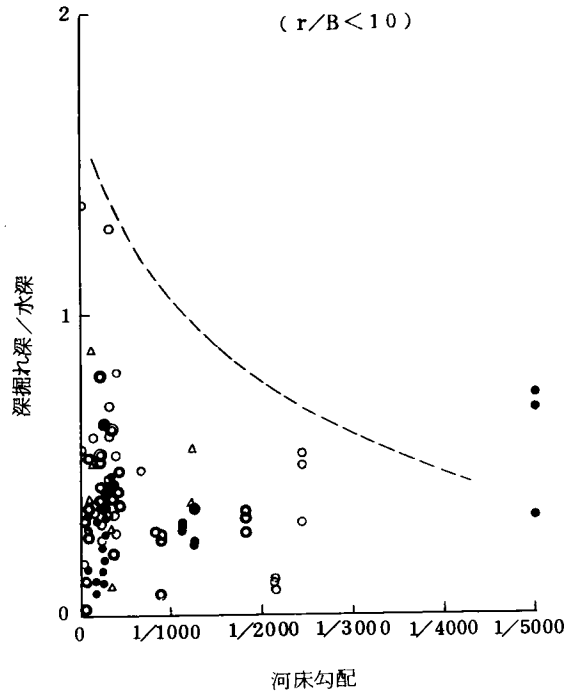


図 4.61 深掘れ深／水深と  
河床勾配の関係

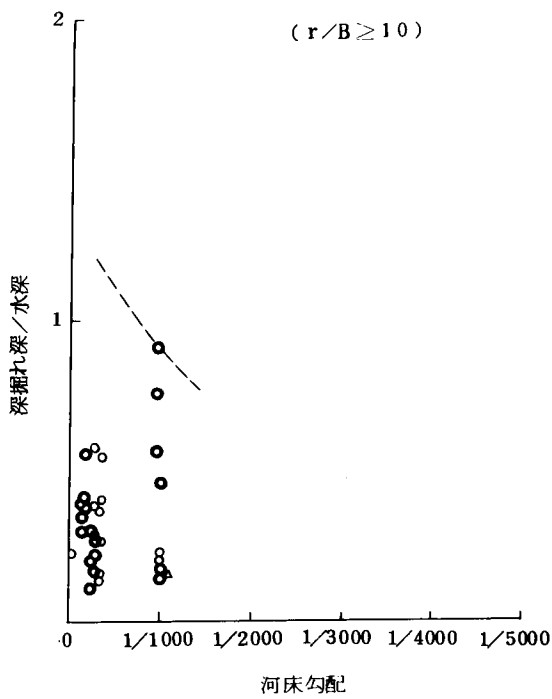


図 4.62 深掘れ深／水深と  
河床勾配の関係

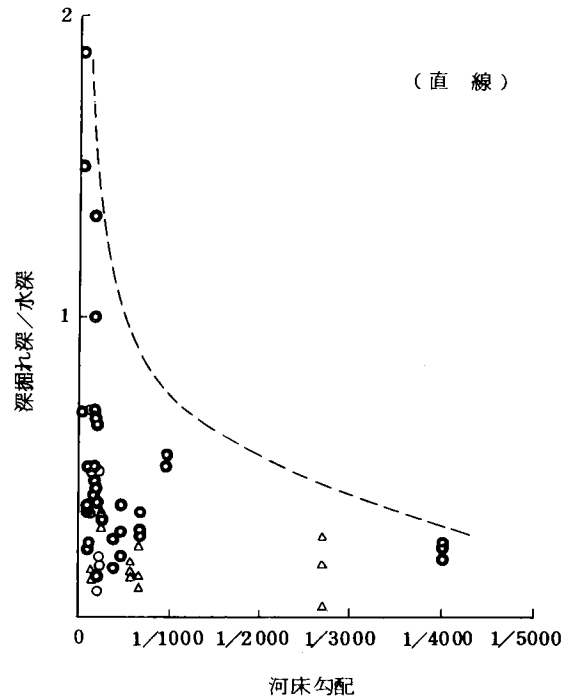


図 4.63 深掘れ深／水深と  
河床勾配の関係

$$(r/B < 10)$$

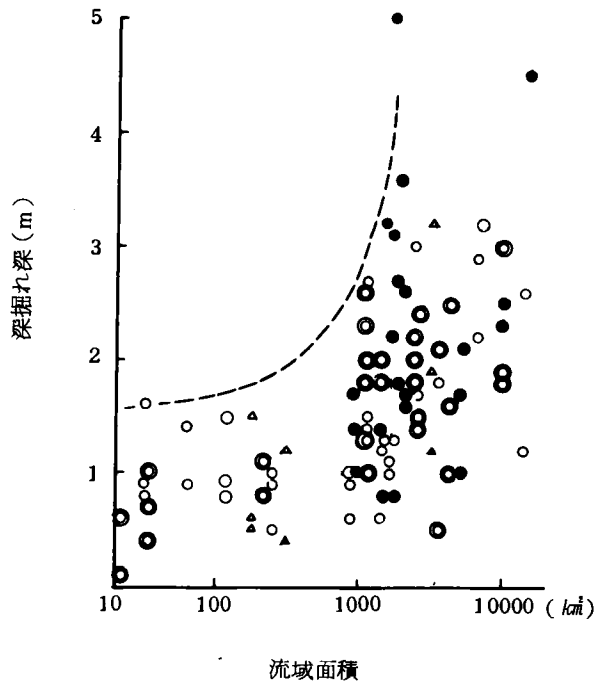


図 4.64 深掘れ深と  
流域面積の関係

$$(r/B \geq 10)$$

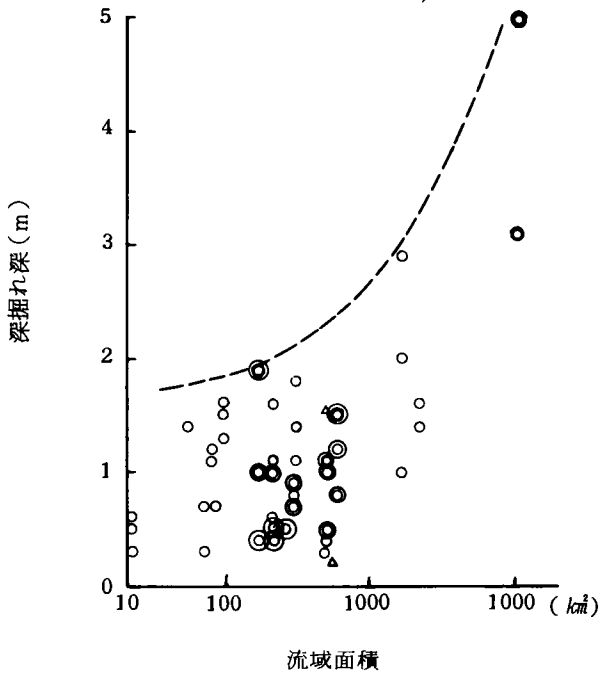


図 4.65 深掘れ深と  
流域面積の関係

(直線)

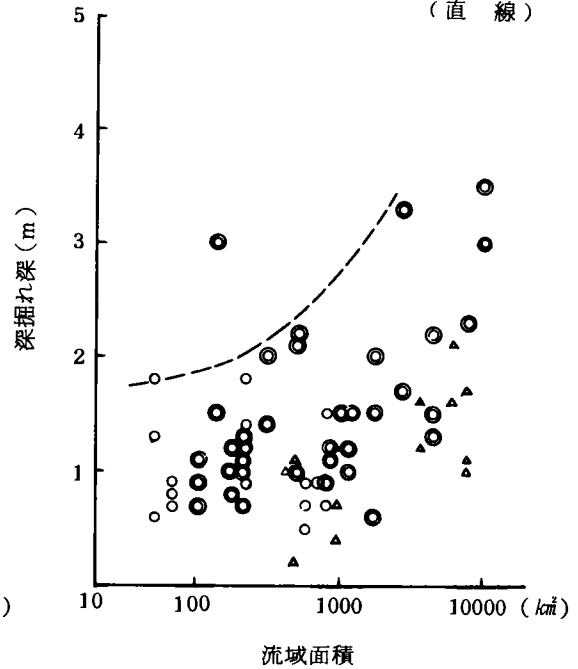


図 4.66 深掘れ深と  
流域面積の関係



2) 深掘れ深・川幅比は水深・川幅比が大きくなると、増大する傾向にある。川幅は共通の分母になっているので、この関係図は単に水深と深掘れの関係を示しているとみなされる。すなわち、水深が大きい所ほど深掘れは大きいと言える。この傾向は河道の曲率半径・川幅比によらない(図 4.52 ~ 図 4.54)。

3) 深掘れ深・水深比と川幅・水深比との関係では、河道の曲率半径・川幅比が10以上あるいわゆる直線河道では川幅が大きくなるほど、つまり大河川ほど深掘れ深が大きくなる傾向にある。但し、河川毎のバラつきは大きい。

いっぽう  $r/B < 10$  の急曲部では、川幅／水深比が100以下の例しかないこともあり、傾向を異にしている。川幅が狭くなっても、曲率による流れの集中のためか、深掘れ深はそれほど小さくなっていない、又ポイントバーもこのような所に生じている(図 4.55 ~ 図 4.57)。

4) 川幅・水深比と深掘れ深との関係では  $r/B < 10$  のポイントバー及び単列砂州の河川で2~3m以上の大きな深掘れが生じている事がわかる。いっぽう、これより曲率の大きな場合は川幅・水深比の大きな複列河川(つまり大河川)で大きな深掘れが生じている(図 4.58 ~ 図 4.60)。

5) 河床勾配と深掘れ深・水深比との関係を見ると、河川毎の傾向はあるものの、河床勾配が急なほど、深掘れ深／水深の大きな河川がある。この傾向は曲率半径・川幅比によらない(図 4.61 ~ 図 4.63)。

6) 深掘れ深と流域面積との関係を見ると、流域面積 500 km<sup>2</sup> 以上の河川において深掘れ深の絶対値が大きくなっていることがわかる。但し、河川毎の差もかなり大きい(図 4.64 ~ 図 4.66)。

さらに上述の結果を河床形態別に述べると次のようになる。

#### 1) ポイントバー

ポイントバーは急湾曲部にできっており、この調査では  $r/B < 10$ 、流域面積 1000 km<sup>2</sup> 以下、河床勾配 1/300 以上がその発生する場であると原える。又ポイントバーは、川幅・水深比が小さく、80以下となった場に発生している。

#### 2) 単列砂州

単列砂州は直線河道では流域面積 500 km<sup>2</sup> 以上ではできにくく、 $r/B > 10$  では流域面積 1000 km<sup>2</sup> 程度以下であり、さらに曲率が急になるにしたがって大きい流域面積でも単列砂州が現れる。

#### 3) 複列砂州

複列砂州は川幅・水深比が大きい所にでき流域面積も 1,000 km<sup>2</sup> 以上である。

#### 4) 固定砂州

単列砂州でみお筋が固定しているものである。この中には深掘れが進み、高くなった砂州部に水がのる頻度が減少し、土砂の固結化と植生の繁茂が生じる事で固定化されているものと、低水路護岸により固定化されたものがある。

以上の考察を結論として整理すると深掘れ深の大きい河川の場合は、次の2ケースと言える。

1) 急湾曲部でポイントバー又は単列砂州を形成している場所。この多くは流域面積 1000 km<sup>2</sup> 以下で河床勾配 1/300 以上の比較的急な河川である。

2) 緩湾曲又は直線河道で複列砂州を形成している場所。この多くは流域面積が 1000 km<sup>2</sup> 以上と大きく、また川幅・水深比の大きい河床材料粒径の比較的小さな河川である。これは、規模の大きな河川の河口付近である。

#### 4.5 橋りょうの洗掘による被災の予測

4.2～4.4の研究で実施した鉄道橋の洪水災害の全国調査及び事例分析、鉄道橋周辺の河床変動の全国調査及び河床及び河床変動に関する多変量解析により、洪水による橋りょうの洗掘災害の形態等に関し多くの有効な工学的知見を得た。

本節では本章の締めくくりとして、これらの結果を取りまとめ、如何なる河川形態の場合に災害が発生し易いか、洗掘深を如何に予測すべきか等の諸点について述べ、橋りょうの洗掘による被災の予測に対する指針を示す事とする。

##### (1) 根入れ比及び河川分類

洪水に対する橋りょうの災害は洗掘により生ずるため、その予測のために橋脚の根入れの管理が重要であるのは言うまでもない。建設の古い橋りょうでは必ずしも根入れの状況がはっきり把握されているとは言えない事は被災後の現地調査でしばしば指摘されている。

4.2の調査で明らかなように経年の古い鉄道橋は河川狭さく部を短径間で渡河している例が多く、これらの橋りょうの多くは根入れが十分でないと考えてよい。又、このような橋りょうの位置するのは河川分類では山間地、扇状地河川に属している河川である事が4.2の調査で明らかになっている。従って、橋りょう位置における河川分類を把握する事も被災の予測のためには必要であるといえる。

##### (2) 河床形態

4.3, 4.4の研究で明かなように、被災橋りょうの多くが存在している中規模河床波の卓越する河川ではその形態により河床変動の様相が異なり、従って橋りょうの洗掘深を推定する際にも河床形態ごとに異なる対応が必要である。その概要は表4.5に示す通りであるが、まとめると以下ようになる。

- ① ポイントバーが形成されたり、単列砂州でみお筋が固定されている場合は深掘れは進行し易い。この場合の橋りょうの管理はみお筋にのみ着目しその深掘れの進行状況を監視し、最低河床面を基準面として根入れ及び深掘れ深の管理をすればよい。
- ② 単列砂州でみお筋の移動する場合は、河川幅全体にわたって河床変動を監視する必要がある。根入れの管理及び洗掘深の推定も河川全体の幅の中の最低河床により行う必要がある。しかし深掘れの絶対量はポイントバーの場合に比べると小さい。
- ③ 複列砂州の発達する場合はやはり最低河床の移動があり、監視は必要であるが一般に大橋りょうで根入れの十分な場合が多く橋りょうの被災は少ない。

従って、被災の予測のためには河床形態の把握、洪水ごとの河床変動の把握も極めて重要であるといえる。

##### (3) 洗掘深の予測

洪水時どれだけの洗掘が予測されるかを定量的に把握する事が被災の予測の基本である事はあらためて述べるまでもない。

本章までの研究の結果をまとめると洗掘深の予測については次のように言える。

- ① 橋脚の周囲の局所洗掘深の算定には3.3, 3.6, 4.2の研究結果によりTaraporeの型の式が実用的に有効である事が示されている。この式を用い水平座標 $Z/D=1.45$ として洗掘深を予測すればよい。
- ② 局所洗掘深に加味すべき河床変動の量は中規模河床波の発達する河川の中央部では1m程度である。むしろ(2)に述べたような河床形態の把握及びその形態に応じた基準面の正しい選定及び橋脚の位置に

応じた正しい工学的判断が必要と言える。又、小規模河床波の発達する場合はその波高の8割程度を加算する必要がある。

#### (4) 特殊な河川の状態の把握

河川にかかる橋りょうでは、上述のように河床形態ごとに洗掘の様相や被災の状況が異なる他、河口であるか、中流部であるか、側方侵食があり得るか等局所的な状況も被災の状況に深く関係して来る。このため日常より河川の状態を詳細に検査する事が被災の予測についてことさらに大切であると言える。

#### (5) 人工的な防護工の機能を正しく把握する必要がある事についても論を待たない。

なお、防護工の機能等については次章において研究を行う。

## 参 考 文 献

### 4 章

- 1) 村上 温, 村石 尚, 四十九 勇治: 出水による橋りょう下部工の被災調査について, 土木学会年次講演会, 1983
- 2) 山本晃一: 河道特性論 ノート〔I〕—護岸論のために—土木研究所資料第1625号 建設省土木研究所
- 3) 村上 温, 村石 尚: 鉄道橋の保守管理と河川形状(7月集中豪雨と5月台風時の災害報告), 橋梁と基礎, vol.18-1, 2, 1984
- 4) 森野亮宏, 村石 尚: 合理的な洗掘対策のうち洗掘検知方式の研究, 鉄道技術研究所速報, 80-1002, 1980
- 5) 村石 尚: 合理的な洗掘対策のうち洗掘検知方式の研究(第2報), 鉄道技術研究所速報, No. 80-15, 1981年10月
- 6) 建設省「全国河川粗度係数資料集」
- 7) 須賀堯三: 河川の蛇行現象と河道計画, 土木技術資料 18-1, 1976
- 8) 井口昌平: かわを見る, 東大出版会
- 9) 藤田裕一郎 他: 交互砂州の発達機構, 第26回水理講演会論文集, 1982
- 10) 芦田和男: 洪水流の三次元流況と流路形態に関する研究, 土木学会水理委員会, 1982

## 5. 橋りょうの洗掘防護工

### 5.1 概 説

前章までの研究により、一般に鉄道橋は短径間で且つ浅い根入れで河川を横断しているものが多く洪水による被災の可能性が大きい事、このような鉄道橋の洪水による被災の機構は、増水により橋脚周辺が洗掘され倒周辺が洗掘され倒壊に至るものであをこと、このような被災橋りょうの設置されている河川は扇状地や山間地河川が多く中規模河床波の卓越する場のものが多いこと、そして、河床の変動が被災におよぼす影響が大きい事が明らかとなり、更にこのような鉄道橋の被災の原因となる橋脚周辺の洗掘や河床変動については日常からの点検結果に基づく橋脚や河川に関するデーターを元にすれば実用的には十分推定が可能であり、従って被災の予測も可能であることを確かめた。

このように日常の点検の被災データーを元にして洪水時の被災が予測されとなれば、橋りょうの安全管理の上から当然防護工の設置が検討される必要があることとなる。

鉄道橋に関しても旧来から各種の防護工が開発され、実用は供されており、それなりの効果を示している。しかし、これらの工作物は洪水時には流失するものやむをえない仮設工作物であるという考えもあり、工法の適切な選択に対する指針や設計・施工の基準などは必ずしも整備されていない。

しかし、鉄道橋の洪水災害の事例分析で取り上げた富良野川、高宮川、富士川、敬川、大井川等の各橋りょうの例で見ると、防護工の工法の選択の是非及びその施工の良否が橋りょうの安全性に及ぼす影響は大きく、富士川橋りょうをモデルとした水理実験によれば根固めブロック工の積み方の差異という微妙な工法の選択の差異ですら被災の形態に大きい影響を及ぼすものである事が明らかになった。

そこで本章では全国の鉄道橋に施工されている防護工の事柄分析、全国の鉄道橋の防護士の機能に関する多変量解析及び根固めブロック工の安定性と護床効果に関する模型実験等を実施し、これらの結果に考察を加えて防護工の機能などに関し橋りょうの安全管理上有効な知見を得る事とした。

以下、その内容について述べる。

### 5.2 橋りょう防護工の現状

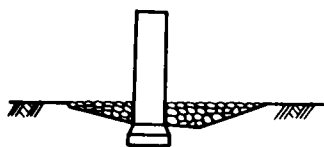
#### 5.2.1 鉄道橋防護工の現状

鉄道橋の防護工として現在用いられているものを分類し、合わせてその問題点について述べると次のようである(図5.1)。

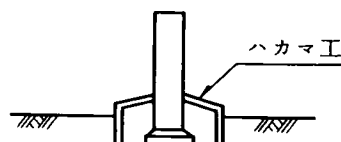
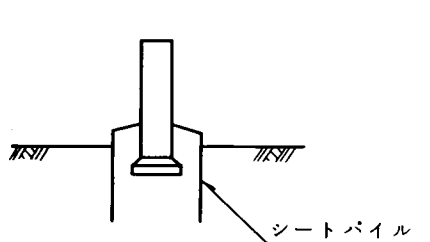
- (1) 橋脚の根元の河床面に重量物を設置し、河床面に作用する流体力を減少させ洗掘を直接防止しようとするもの。使用する材料により各種の工法があるが主なものとして次のものがある。
  - ① 捨石工：石埤を水中に投じるもの。水深があり川底の作業の困難な時有効である。
  - ② 蛇籠工：蛇籠を橋脚周囲の河床に設置又は固定する。蛇籠の鉄線や籠が腐食すると捨石工と同じ機能となる。
  - ③ 異形コンクリートブロック工：昭和30年代以降コンクリート2次製品の開発普及に伴って多くの商品が開発された。設置法・組合わせ法等それぞれに工夫がこらされており、場所打ちのものとプレキャストのもの両方がある。

これらの工法の問題点は、河床面以上の部分が生じた場合防護工周辺に局部洗掘を生じ、極端な場合は橋脚周囲のみが周辺より高くなり、橋脚間の深掘れ、流水阻害等を生ずること。防護工の形態と河床材料の性質により防護工で流水が乱され河床材料の吸い出しが起こる事である。河床土砂が供給され防護工が埋没する場合は効果が大きく、一方河床が低下傾向にある時は弊害が生じ易い。予算の

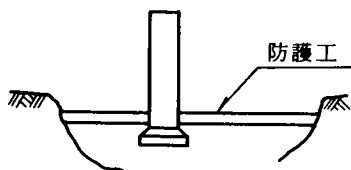
1) 橋脚付近の河床に重量物を設置し洗掘を防止する工法



2) 橋脚周辺を杭などで囲い、橋脚周辺との隙間に岩塊等を投入したり薬液注入をする工法



3) 河床全体を覆い洗掘防止を計る工法



4) 下流にダムを設置する工法

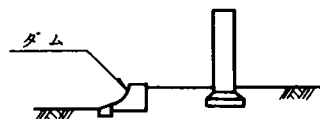


図5.1 防護工の形態

制約等で施工範囲の狭いケースではその傾向が強い。

(2) 直接洗掘を防止する方法を取らず、洗掘が進んでも橋脚の安定が保てるように橋脚の周囲を囲い、その中に薬液注入を施したり、橋脚そのものに工作物を付加したりするもの。主な工法には次のものがある。

- ① 木工沈床：コンクリートや鉄材の未発達時代多用されている。木材の腐食解体が進むと(1)と同じ機能となる。沈床上面と河床面の差の少ない時などは(1)と(2)の中間的工法であるとも言える。
- ② 橋脚周囲をシートパイルで締め切り、中にコンクリート打設や薬液注入を行う。鉄材の普及と共に多用されている。
- ③ ハカマ工：①、②と類似ではあるが、どちらかという基礎の底面積を増加させ垂直支持力を増加させようという狙いの方が大きい。

これらの工法では、河床が低下傾向にあると防護工部分が河中に露出し橋脚の直径が太くなったのと同じ現象となり、かえって洗掘を促進する傾向となる。このためこの逆効果をカバーしてさらに十分に根入れが必要となる。又、枠・シートパイルなどが腐食し詰物が流失すると一気に危険な状態になる。又、杭先端の支持地盤が堅固で且つ杭打ちが容易な河床でないと適用できない。

(1)、(2)を合わせて広義には根固工というが、狭義には(1)のみが根固工と呼ばれる。

表5.1 調査対象資料位置

(1)

| 局名 | No. | 橋りょう名  | 河川名   | 局名 | No. | 橋りょう名  | 河川名   | 局名 | No. | 橋りょう名 | 河川名        |
|----|-----|--------|-------|----|-----|--------|-------|----|-----|-------|------------|
| 札幌 | 1   | 第2尻別川  | 尻別川   | 秋田 | 27  | 斉内川    | 斉内川   | 水戸 | 54  | 小貝川   | 小貝川        |
|    | 2   | 敷生川    | 敷生川   |    | 28  | 早口川    | 早口川   |    | 55  | 大北川   | 大北川        |
|    | 3   | 第5長流川  | 長流川   |    | 29  | 第1最上川  | 最上川   |    | 56  | 阿武隈川  | 阿武隈川       |
|    | 4   | 第4長流川  | 長流川   |    | 30  | 岩見川    | 岩見川   |    | 57  | 小貝川   | 小貝川        |
|    | 5   | 楪似川    | 楪似川   |    | 31  | 前山川    | 前山川   |    | 58  | 那珂川   | 那珂川        |
|    | 6   | 沙流川    | 沙流川   |    | 32  | 酢川(下り) | 酢川    | 千葉 | 59  | 夷隅川   | 夷隅川        |
|    | 7   | 第1尻別川  | 尻別川   |    | 33  | 米代川    | 米代川   |    | 60  | 内浦川   | 大風沢川       |
| 釧路 | 8   | 第10尻別川 | 利別川   | 仙台 | 34  | 第2小国川  | 小国川   |    | 61  | 岡本川   | 岡本川        |
|    | 9   | 第2斜里川  | 斜里川   |    | 35  | 鷲杉川    | 大横川   |    | 62  | 加茂川   | 加茂川        |
|    | 10  | 第2利別川  | 利別川   |    | 36  | 野辺沢川   | 野辺沢川  |    | 63  | 成東川第4 | 作田川        |
|    | 11  | 第1厚内川  | 厚内川   |    | 37  | 小野川    | 小野川   |    | 64  | 栗山川   | 栗山川        |
|    | 12  | 音別川    | 音別川   |    | 38  | 叶津川    | 叶津川   | 東京 | 65  | 那珂川   | 那珂川        |
|    | 13  | 新猿間川   | 猿間川   | 新潟 | 39  | 加藤谷川   | 加藤谷川  |    | 66  | 隅川    | 熊川         |
| 旭川 | 14  | 第6雨竜川  | 雨竜川   |    | 40  | 田河川    | 田河川   |    | 67  | 箒川    | 箒川         |
|    | 15  | 第1常呂川  | 常呂川   |    | 41  | 第4魚野川  | 魚野川   | 東京 | 68  | 早川    | 早川         |
|    | 16  | 第2宇津内川 | ウツナイ川 |    | 42  | 小屋柄川   | 小屋柄川  |    | 69  | 押切川   | 中村川        |
|    | 17  | 古丹別川   | 古丹別川  |    | 43  | 加治川    | 加治川   |    | 70  | 千歳川   | 藤木川        |
|    | 18  | 第2石狩川  | 石狩川   |    | 44  | 大川     | 大川    | 長野 | 71  | 浅川    | 浅川         |
|    | 19  | 第1三毛別川 | 三毛別川  |    | 45  | 加茂川    | 加茂川   |    | 72  | 多摩川   | 多摩川        |
| 青函 | 20  | 野田生川   | 野田追川  | 高崎 | 46  | 小阿賀野川  | 小阿賀野川 |    | 73  | 第5千曲川 | 千曲川        |
|    | 21  | 第1木古内川 | 木古内川  |    | 47  | 志度川    | 志度川   |    | 74  | 第6千曲川 | 千曲川        |
|    | 22  | 釜谷川    | 釜谷川   |    | 48  | 神流川    | 神流川   | 静岡 | 75  | 第7千曲川 | 千曲川        |
| 盛岡 | 23  | 衣川     | 衣川    |    | 49  | 薄根川    | 薄根川   |    | 76  | 奈良井川  | 奈良井川       |
|    | 24  | 米内川    | 米内川   |    | 50  | 第1利根川  | 利根川   |    | 77  | 第2平川  | 平川         |
|    | 25  | 第7米代川  | 米代川   |    | 51  | 碓氷川    | 碓氷川   |    | 78  | 第2相川  | 相川         |
|    | 26  | 馬淵川    | 馬淵川   |    | 52  | 荒川     | 荒川    |    | 79  | 第1追流  | (天竜川水系)相川  |
|    |     |        |       |    | 53  | 名久田川   | 名久田川  |    | 80  | 大千瀬川  | (天竜川水系)天竜川 |

(2)

| 局名  | No. | 橋りょう名    | 河川名        | 局名  | No. | 橋りょう名  | 河川名  | 局名  | No. | 橋りょう名   | 河川名  |
|-----|-----|----------|------------|-----|-----|--------|------|-----|-----|---------|------|
| 静岡  | 81  | 瀬井川(上り線) | (富士川水系)瀬井川 | 天王寺 | 107 | 河合川    | 河合川  | 広島  | 133 | 第1阿武川   | 阿武川  |
|     | 82  | 第1湯川     | (富士川水系)常葉川 |     | 108 | 第2大和川  | 大和川  |     | 134 | 第3阿武川   | 阿武川  |
|     | 83  | 第3湯川     | (富士川水系)常葉川 |     | 109 | 赤羽川    | 赤羽川  | 四国  | 135 | 仁淀川     | 仁淀川  |
|     | 84  | 扇川       | (天竜川水系)扇川  |     | 110 | 宮川     | 宮川   |     | 136 | 国分川     | 国分川  |
| 名古屋 | 85  | 相川       | 相川         | 福知山 | 111 | 古座川    | 古座川  |     | 137 | 加茂川     | 加茂川  |
|     | 86  | 丹生川      | 丹生川        |     | 112 | 太田川    | 太田川  | 門司  | 138 | 土器川     | 土器川  |
|     | 87  | 矢田川      | 矢田川        |     | 113 | 櫛田川    | 櫛田川  |     | 139 | 宝満川     | 宝満川  |
|     | 88  | 庄内川      | 庄内川        |     | 114 | 鈴鹿川    | 鈴鹿川  |     | 140 | 多良川     | 多良川  |
|     | 89  | 落合川(下り線) | 落合川        | 米子  | 115 | 尾川     | 稲葉川  | 大分  | 141 | 久保川     | 松瀬川  |
|     | 90  | 第1飛騨川    | 飛騨川        |     | 116 | 佐野谷川   | 佐濃谷川 |     | 142 | 祇川(下り)  | 祇城井川 |
|     | 91  | 第4益田川    | 飛騨川        |     | 117 | 大屋川    | 大屋川  |     | 143 | 二口川(下り) | 耳川   |
| 金沢  | 92  | 第6下姫川    | 姫川         |     | 118 | 第1市川   | 市川   |     | 144 | 耳川      | 耳川   |
|     | 93  | 小矢部川     | 小矢部川       |     | 119 | 円山川    | 円山川  | 熊本  | 145 | 森川      | 森川   |
|     | 94  | 第2井田川    | 井田川        | 岡山  | 120 | 天神川    | 天神川  |     | 146 | 小川      | 小川   |
|     | 95  | 第7下姫川    | 姫川         |     | 121 | 三瓶川    | 三瓶川  |     | 147 | 荒木川     | 広川   |
|     | 96  | 厚川       | 厚川         |     | 122 | 大井川    | 大井川  |     | 148 | 二見川     | 二見川  |
|     | 97  | 足羽川      | 足羽川        |     | 123 | 阿武川    | 阿武川  |     | 149 | 鮎川      | 油谷川  |
|     | 98  | 日野川      | 日野川        |     | 124 | 第2日野川  | 日野川  |     | 150 | 球磨川第3   | 球磨川  |
|     | 99  | 第5下姫川    | 姫川         |     | 125 | 第3日野川  | 日野川  | 鹿児島 | 151 | 第3白川    | 白川   |
| 大阪  | 100 | 字曾川      | 字曾川        |     | 126 | 第2智頭川  | 千代川  |     | 152 | 石崎川     | 石崎川  |
|     | 101 | 仁保川      | 日野川        | 山   | 127 | 藤井川    | 藤井川  |     | 153 | 清武川     | 清武川  |
|     | 102 | 林田川      | 林田川        |     | 128 | 第2高梁川  | 高梁川  |     | 154 | 思川      | 思川   |
|     | 103 | 樺保川      | 樺保川        |     | 129 | 第8芦田川  | 芦田川  |     |     |         |      |
|     | 104 | 第1加古川    | 加古川        |     | 130 | 第5高梁川  | 高梁川  |     |     |         |      |
|     | 105 | 篠山川      | 篠山川        |     | 131 | 足守川    | 足守川  |     |     |         |      |
|     | 106 | 武庫川      | 武庫川        |     | 132 | 第12芦田川 | 芦田川  |     |     |         |      |

(3) 橋脚を直接防護せず河床の安定を計る方法。大きく分けて次の2つがある。

① 河床全体を重量物で覆い洗掘防止を計るもの

機能上は(1)と同じで、(1)のものの範囲が河床全体に広がったものとも解釈できる。張石工、張コンクリート工が主なものであり時には偏平なタイプのコンクリートブロックを敷き詰める場合もある。又、これらが河幅全体に狭く設置されたものは帯工とも呼ばれる。短径間の橋りょうに対しては安価で有効であるが、川幅が広いと工費がかさむのが欠点である。又、防護工前後の河床は局部洗掘されるため、河床縦断が不整となり河川管理上問題となることもある。又、一部破損が生じると吸い出し現象により根固工の下が空洞となりがちで危険となるので、施工及び管理に労力を多く要する。

② 橋りょう下流にダムを築造し河床材料の堆積を計るもの

間接的手法ではあるが防護工とみなし得る。しかし河川管理者の同意が必要であり、又、ダムが破損した時は一気に危険が生ずる場合が多い。

(1)～(3)のいずれの形態のものについても河床材料が上流より供給され、河川が堆積傾向にあると有効であるが、河床が低下傾向にあると維持管理に困難が生ずる。

以上述べたような各種の防護工がどのように使用されているかの実態を見るため、全国の国鉄橋りょうの中から2径間以上のもので出水記録、防護工の施工記録の残る調査可能な橋りょうを対象として表5.1に示す全国154ヶ所の鉄道橋を抽出し、調査を行った。これらは前章で行った出水による深掘れ調査対象の橋りょうとは別である(国鉄には約5,000強の橋りょう(2スパン以上)が存在し、そのうち約2,000の橋りょうに防護工が設置されている。)

調査項目の詳細や防護工の機能についての考案は次節で行う多変量解析の結果と合わせて述べるので後に譲るが、防護工の使用の実態を調査結果から概括すると次のようである。<sup>1)</sup>

すなわち、図5.2に示すように使用されている防護工としてはコンクリートブロック工が最も多く、前項の分類で言う広義の根固工の中では全体の60%を占めている。これは籠工、捨石工、ブロック工が同じ機能であり、その内ブロック工が最も近代工法で且つ、大単位のものが現場で得られるからだと考えられ

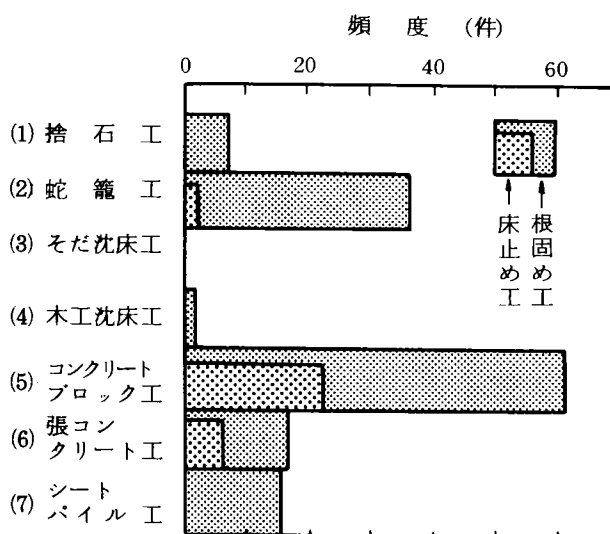


図 5.2 根固め工と床止め工の頻度分布

る。

一般に、コンクリートブロック工は、その施工法から場所打ちコンクリートブロック工とプレキャストブロック工の2つに分類されるが、前者が現場での施工性から多くが直方体をしているのに対して、後者は工場生産あるいは堤外地などでの生産であることから異形型となり、異形コンクリートブロック工と呼ばれる事もある。

このようなコンクリートブロック工を形状で分類すると、プレキャストのものは多面型、くさび型、円筒型、平面型などに分けられる。又場所打ちコンクリートブロック工では、直方体型や十字型などに分類できる。これらを、ブロック相互のかみ合わせの程度と緊結度に対して分類すれば、

- (1) くさび型 (2) 十字型 (3) 異形平面型 (4) 直方体型 (5) その他

に分ける事ができよう。このうち(1)くさび型は、プレキャストコンクリートブロックに属し、くさび状の団子が箇差しにされた形状を有するもので、ブロック相互のかみ合わせが比較的容易であり、可撓性もかなり高い。(2)は主として場所打ちコンクリートブロックに多く、多くは十字をつき合せて、鉄筋などで緊結するタイプである。又(3)の異形平面型は平板状のブロックに突起やくぼみがあるもので、それらによってかみ合わせ効果を発揮させようとしたり、鉄筋等を用い相互の緊結をはかろうとするプレキャストコンクリートブロックである。(4)の直方体型は、場所打ちコンクリートブロックであることが多く、比較的重量の大きなものが製造される。

鉄道橋りょうのコンクリートブロック工を上述の(1)~(5)についてその頻度分布を抽けば図5.3のようになり、(1)、(2)、(4)がそれぞれ25%を占め、(3)が15%であり、ほぼ等しい頻度で分布している事がわかる。すなわち特に意図してある種のブロック工を使用したと見られる形跡はない。又、重量の頻度分布を抽けば図5.4のようになるが、1~4 tfが多く中には10tfを越すものがあるが、ほとんどは7tf以下である。

このように、コンクリートブロック工は鉄道橋りょうの洗掘防止工の約50%を占め、施工性と適用性などの自由度が大きい事から、今後益々多用される事になると同時に、その種類も多くのタイプが考案されると考えてよい。

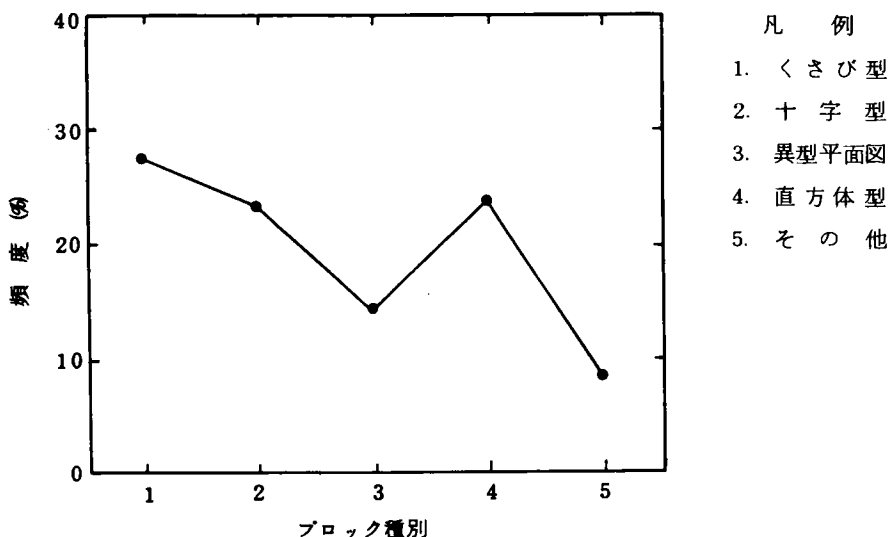


図5.3 コンクリートブロック工のブロック種別による頻度分布



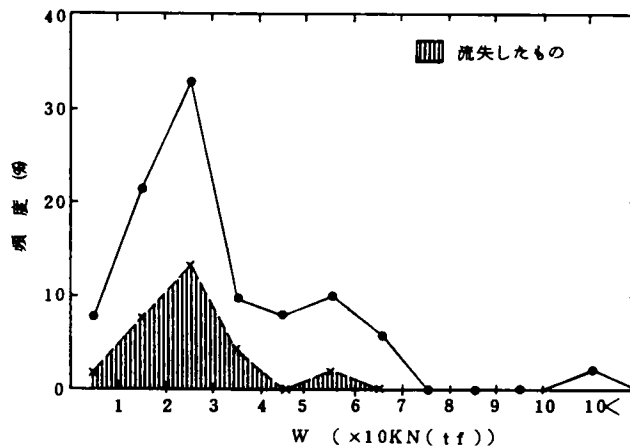


図 5.4 ブロック重量の頻度分布

一方、床止め工は施工の頻度が少なく、前述の分類に述べた落差工については特に事例は報告されていない。これは川幅全体を覆うように防護工は高価である事と河川管理上の関連もあり、河川管理者側で付近の河川堤防の防護等と一体して施工されるケースが多く、したがって鉄道管理者側が主体となって施工する例が少なくなっているためと考えられる。落差工についての報告が見られないのもこれらの工作物が実質的に鉄道橋の防護に有用であっても、施工及び管理の主体が河川管理者側にあるケースがほとんどであるためであろう。

#### 5.2.2 鉄道橋防護工の事例分析

鉄道橋防護の実態は上に述べた通りであるが、鉄道橋は経年が古く、繰り返し洪水により被災しているものもあり、使用されている防護工も多岐にわたり、各種の工法が組み合わされている例が多い。そして、このような実際の橋りょうの事例について詳しく検討して見ると、防護の効果が十分発揮されているもの、一方かえって被災の可能性を増したものの等があり、これらの事例の研究は防護工の研究の方向を定めるにさいしても示唆する所が多いと考えられる。よって本項では数ヶ所の施工事例を取り上げ内容を分析することとする。

##### (1) 東海道新幹線富士川橋りょう

橋りょうは富士川の河口から約 2km の所に位置し川幅は東海道線付近の約 2 倍である。付近の河相は複列蛇行が基調となっている。かつて行われていた下流側の砂利の乱掘のため急激な河床低下が発生し、建設直後から洗掘の被害を受けている。図 5.5 に示す床止めタイプの防護工は昭和 43 年頃より部分的に何回かに分けて施工されていたものが、度重なる災害のくり返しによってついには第 2 章図 2.18 のように低下域を横断するまでに拡大してしまっている。現在のブロック組合わせは、試行錯誤によって流失の少ないタイプとして選定されたものであり、上流側に  $W=12, 16\text{tf}$  の 3 点支持型及び対称突起型ブロック、そのおさえに  $W=12, 16, 20\text{tf}$  のくさび型の異形ブロックが層積にされ、かつワイヤーで結束されている(図 5.5 手前は以前に施工されたもので、くさび型のおさえブロックがない状態)。昭和 57 年の 10 号台風による出水時には第 2 章で述べたように、防護工未施工部の高水数が側方侵食され橋脚が洗掘されたが、ブロック群は以前に施工された軽量の対称突起型ブロックが一部流失しただけで変状はなく、主機

能にはほとんど影響がでなかった。最も移動し易いタイプの対称突起型ブロックを橋脚付近の洗掘防止のため用い上流側に比較的抵抗力のあるくさび型ブロックをそのおさえに層積で使用している事が効果的なのであろう。これは異種のブロックの組合わせの成功した例である。



図 5.5 新幹線富士川橋りょう

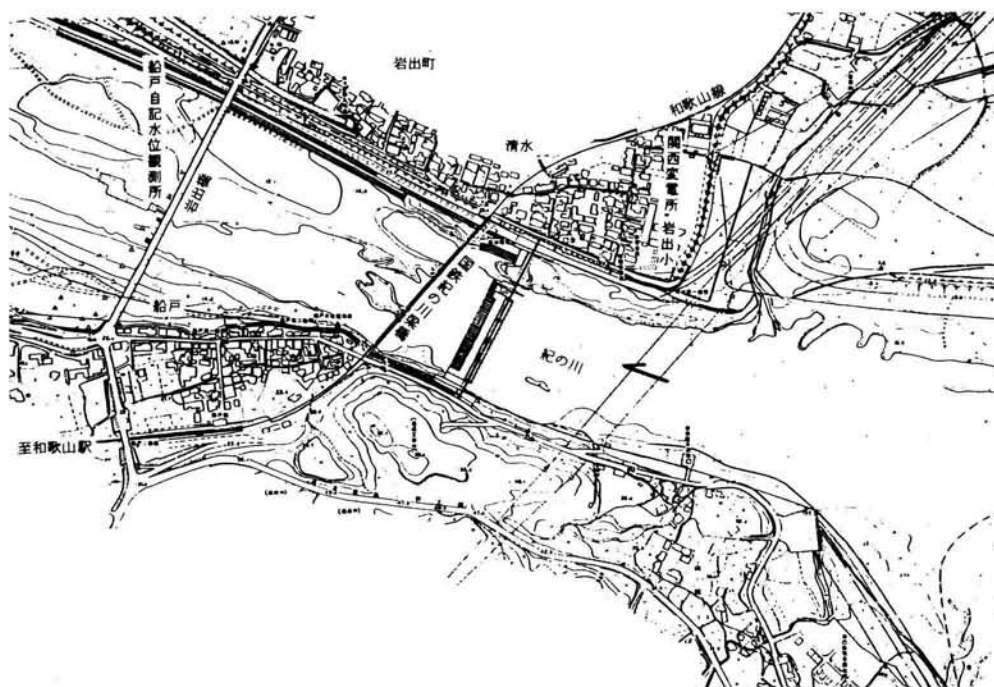


図 5.6 紀の川橋りょう平面図



図5.7 和歌山線紀の川橋梁

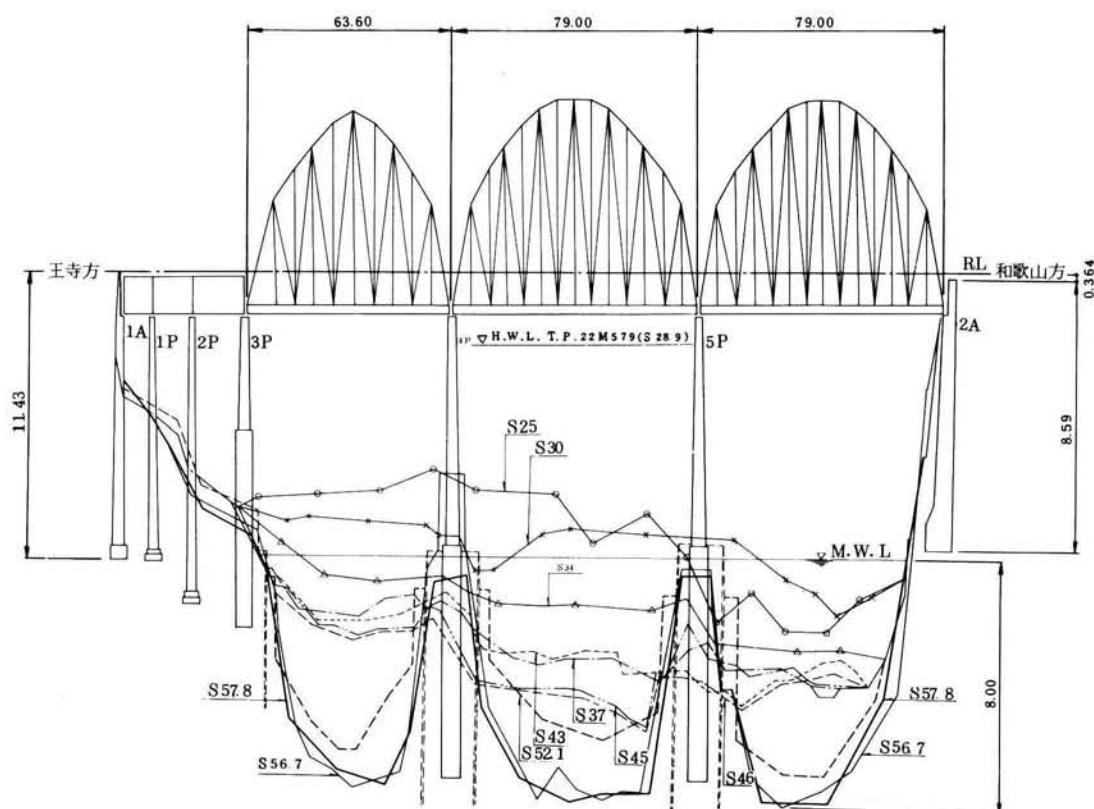


図5.8 和歌山線，岩出，船戸間，紀の川橋りょう河床低下変遷図

## (2) 和歌山線紀ノ川橋りょう

紀ノ川は奈良と三重の県境にある大台ヶ原を源流とし，中央構造線に沿ってほぼ直線状に流下して紀伊水道に至る延長420kmの1級河川である。当橋りょうは河口より16.8km上流部に位置し，明治33年に架設された延長260mの橋りょうである（図5.6，図5.7）

昭和25年に流心部の橋脚3基が洗掘されて蛇籠で根固工を行った。昭和32年，当橋りょう200m上流に堰堤ができてから河床が低下し始めたため，昭和34年に流心部3基の橋脚の周囲にレール杭を打ち杭間をレールで結合して枠組をつくり，その中を蛇籠で固めた。

その結果、橋脚幅を拡大させたことになり、根固工周囲が大きく洗掘されるとともに河床低下も進んで来たので、昭和37年にレール杭の外周をシートパイルで囲み、その中をコンクリートで固めた。その結果更に洗掘が加速され、河床低下と相まって根固工本体が不安定となったため、根固工の周囲をアクモンブロック、コーテンブロック等で固めた（図5.8、表5.2）。すなわち橋脚基礎部の根固工と河床低下の悪循環となり、現在では橋脚間の河床面が橋脚の井筒基礎底面よりも低く、橋脚は周囲に積み上げられたコンクリートブロックのせり待ちで、やっと安定を保っているという状態である。

表 5.2 和歌山線紀ノ川桥梁の根固工施工経緯

| 年 月    | 3 P          | 4 P                | 5 P                |          |
|--------|--------------|--------------------|--------------------|----------|
| S 25・9 | 洗 掘          | 洗 掘                | 洗 掘                |          |
| " 11   | 根固工（蛇籠工）     | 根固工（蛇籠工）           | 根固工（蛇籠工）           |          |
| 28・11  | "            | "                  | "                  |          |
| 29・2   | "            |                    |                    |          |
| 32・1   |              |                    |                    |          |
| 34・2   | 根固工（レール杭・蛇籠） | 根固工（レール杭・蛇籠）       | 根固工（レール杭・蛇籠）       |          |
| 37・3   |              | "（シートパイル・コンクリート埋込） | "（シートパイル・コンクリート埋込） | （上流に堰設置） |
| 38・2   |              | "（蛇籠補充）            |                    |          |
| 42・8   |              |                    | "（蛇籠補充）            |          |
| 44・2   |              | "（アクモン）            | "（アクモン）            |          |
| 46・3   |              | "（アクモン・コーテン補充）     | "（アクモン・コーテン補充）     |          |
| 47・9   | "（シートパイル）    |                    |                    |          |
| 48・3   | "（蛇籠・コンクリート） |                    |                    |          |
| 51・1   | "（フトン籠）      |                    |                    |          |
| 51・8   | "（蛇籠・コーテン）   |                    |                    |          |
| 57・8   |              | "（コンクリートマット）       | "（コンクリートマット）       |          |

前後の線形の関係でルート変更が難しいため現在活線工事での取替えを計画しているが、保守上限界に近い橋りょうの取替えは工法的に難しく保守に多大の労力を費やしている。局部的な根固めの失敗例と言える。

### (3) 上越線第1利根川橋りょう

上越線第1利根川橋りょうは群馬県渋川にて利根川と吾妻川の合流点よりわずかに下流を横断しているもので、図5.9に示すように全長228.5mの橋りょうである。

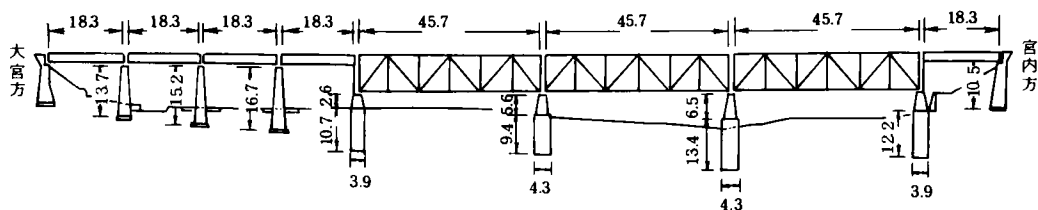


図 5.9 渋川～敷島間第一利根川橋りょう（上り線）側面図

4P～7Pは井筒基礎であるが、1P～3Pは直接基礎である。この付近の河床低下は0.2m/年であり、直接基礎の根入れが浅くなっているため、1P～3Pについては、 $W=4tf$ の十字ブロックによって根固工を施工しているものである。

昭和57年8月の台風10号の出水（ $Q = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$ ）により桁下 2.2 m（徐行水位）となったが、本橋りょう（上り線）の2Pと3Pに施工してあった十字ブロックによる根固め工の端部がわずかに沈下した。橋脚のまわりには図5.10のように張コンクリートを打っていたため、橋脚周辺におこる馬蹄型渦による河床の土砂の吸出し現象がこの張コンクリートによって抑制されたのであろう。十分な間詰めのない十字ブロックが橋脚周辺に並べてあるだけであれば、橋脚周辺の局部洗掘は進行していたと考えられる。

又、図5.11に示す十字ブロックの不整はブロック側面の侵食洗掘によって生じた沈下を示しており、ブロックが単体として運動したことを物語っている。従って、十字ブロックではブロック間の連結を十分施し、ふとん籠などによる間詰めを適宜考慮する必要があるだろう。しかし、図5.11に示す程度のブロックの沈下は、ブロック工としては変状であるけれども、洗掘から橋脚を防護するいわゆる洗掘防止工として考えるならば何ら問題はなく、上述の布団籠などによる十分な間詰めはこの例ではことさら必要はないであろう。

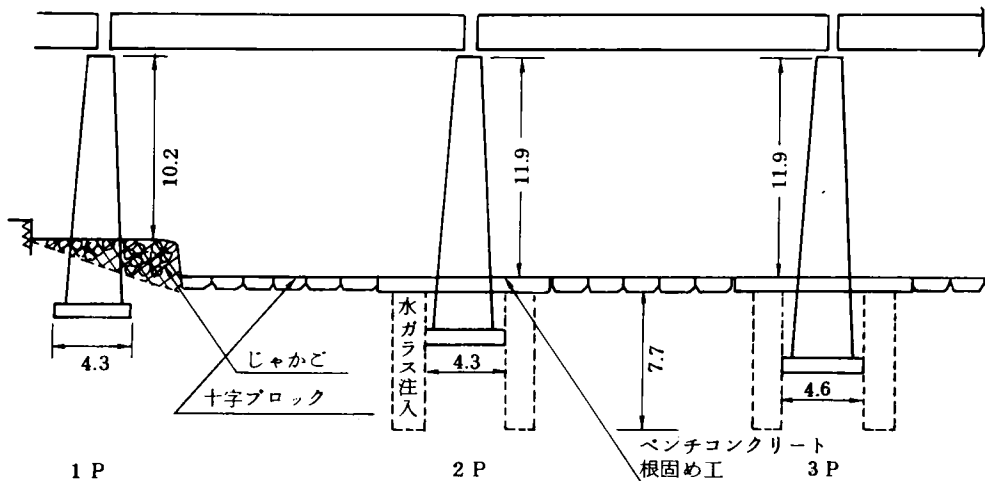


図 5.10 第一利根川橋りょう 1P～3P 側面図

#### (4) 信越本線下碓氷川橋りょう

橋りょう付近の河道状況は、図5.12に示すように、中央部に固定した砂州があり、このため流路が2つに分かれている。左岸側の流路には橋りょう上流部に頭首工があるために流れが緩かになり、右岸側はきつくなるように予測される。右岸には護岸がなされており、従来より水衝部になっていたものと想像される。橋りょうは、14径間で全長185mを有し、直接基礎である。洗掘防止工としては右岸側の11P～12P間には図5.14のようにくさび型ブロックを施工し、且つ、左岸側には木工沈床及び布団籠工を施工していたが、昭和57年8月の台風10号の出水（ $Q = 2600 \text{ m}^3/\text{s}$ ）により桁下 1.5m（列車運転停止水位）となり、木工沈床と布団籠工は一部流失したが、くさび型ブロック  $W = 3 \text{ tf}$  は流失しなかったものである。くさび型ブロックの下流側に入っていた十字ブロック（図5.13には示されていない）がくさび型ブロックの下流端における洗掘を防止したために流失にいたらなかったと考えられる。なお、下流端の十字ブロックは不陸を生じているが、河床変動になじんだ形状で沈下した事により、流失せずすんだものと判断される。一方、河道横断面で見た場合、十字ブロックの下流端は一直線ではなく乱れているので、この十字ブ



図 5.11 第1利根川橋りょう 3P～4P間十字ブロックの不整状況

ロックも下流端の一部は流失しているものと思われる。今後大洪水に見舞われるとさらに流失が進み、十字ブロックの洗掘防止工としての機能は失われると予想される。

(5) 常磐線阿武隈川橋りょう

阿武隈川は東北第2の大河であり、本橋りょう付近では川幅が640mになっており、流速も小さく、緩流部（ $I = 1/2,000$ ）の大河川となっている。洗掘防止工としては、図5.14に示すように、昭和47年、48年に根固工としてくさび型ブロック $W = 1.3 \text{ tf}$ が施工され、昭和52年にはそのブロックの回りにそだ沈



図 5.12 信越本線群馬八幡～安中間下碓氷川橋りょう付近の地形図

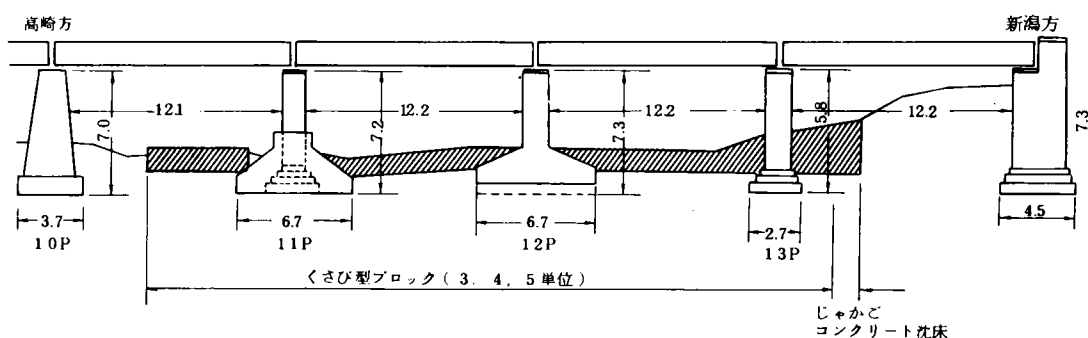


図 5.13 信越本線群馬八幡～安中間下碓氷川橋りょう（下り線）側面図

床工が施工された。昭和56年8月の台風15号による出水（ $Q=3700\text{m}^3/\text{s}$ ）に対して桁下 4.6m まで水位がきたが、ブロックの変状はなかったものである。これは、異種の根固め工の組合わせ例である。なお、当橋りょう下流部約280m には建設省施工によって昭和55年に大堰が完成している。洪水時には水門の開閉の程度にもよるが、エネルギー勾配（水面勾配に相当）は、河床勾配より更にゆるくなるものと考えられ、又、平水時には土砂の堆積も進むものと想像される。従って橋りょう基礎に十分な根入れがあり、安定計算を満足するものであれば、強固な根固め工を施工する必要はないと考えられる。

#### (6) 中央本線多摩川橋りょう

多摩川は本橋りょう付近では川幅が 440m と広がっており、図 5.15 に示すように左岸側の 1P～2P は高水敷となっており、広い河川敷はグラウンド等に利用されている。現在の<sup>み</sup>お<sup>お</sup>筋は右岸側の 14P～18P となっている。

根固め工として昭和42年に直方体型ブロック  $W=6\text{tf}$  を帯工型式で施工されており、昭和49年9月の台風16号による出水（ $Q=6000\text{m}^3/\text{s}$ ）では、大きな変状はなかったものである。昭和49年9月の台風では変状はなかったものの、昭和57年8月の台風10号では桁下水位が前者より 0.3m 高くなり、桁下 3.0m

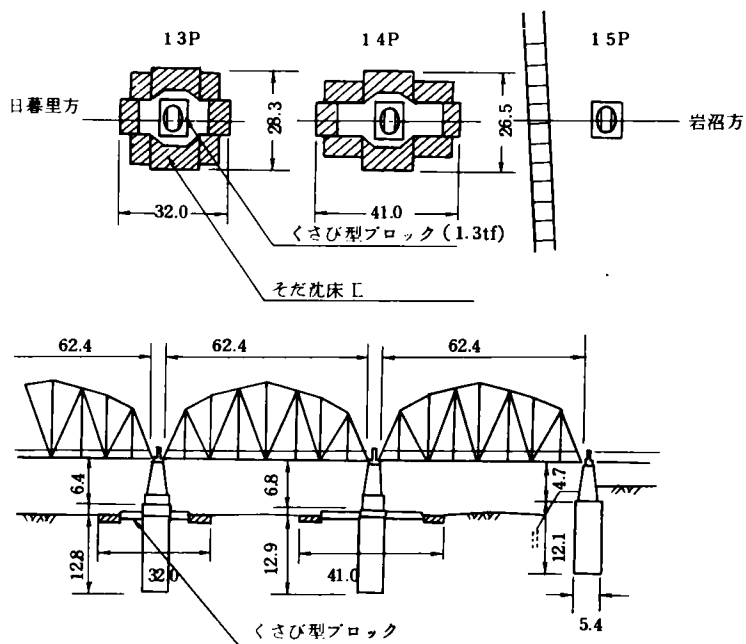


図 5.14 常磐線亘理～岩沼間阿武隈川橋りょう平面図と側面図

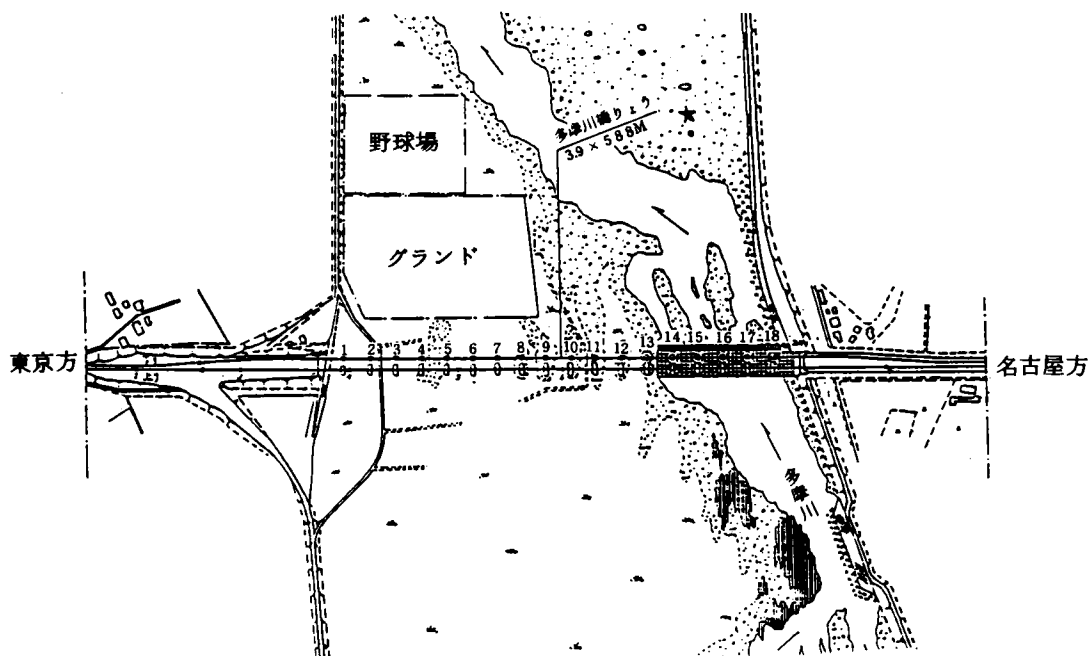


図 5.15 中央本線立川～日野間多摩川橋りょう位置平面図



まで達しており、18Pと2Aの下流部のブロックの一部が沈下、流失するに至った。これらの結果を考慮すれば、根固工は非常に不安定な状態になっていたものと考えられる。又、防護工全体の施工状況から若干の考察を加えると、橋脚は図5.16に示すようにイコス工法で周辺が補強されており、それを取り囲むように直方体型ブロックを施工し、且つその下流方には古レールを $\ell=5\text{m}$ 打込んだ布団籠によってブロックの下流部の洗掘を防止するよう工夫されていたが、これらが有機的に作用して台風時の出水に大きく抵抗する効果を発揮したものであろう。

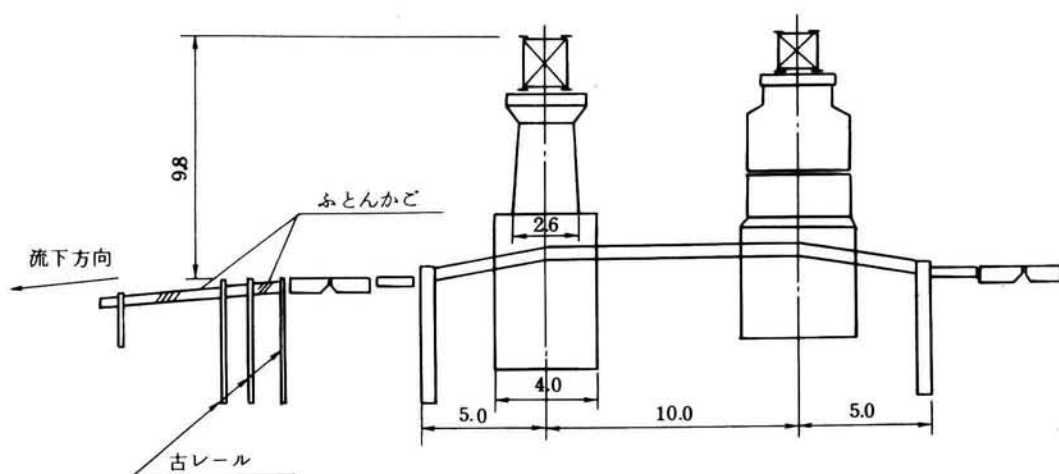


図 5.16 中央本線立川～日野間多摩川橋りょう断面図

(7) 山陰本線大屋川橋りょう

大屋川の川幅は、本橋りょう付近では200mに達し、河道は直線である。図5.17に示すように低水路

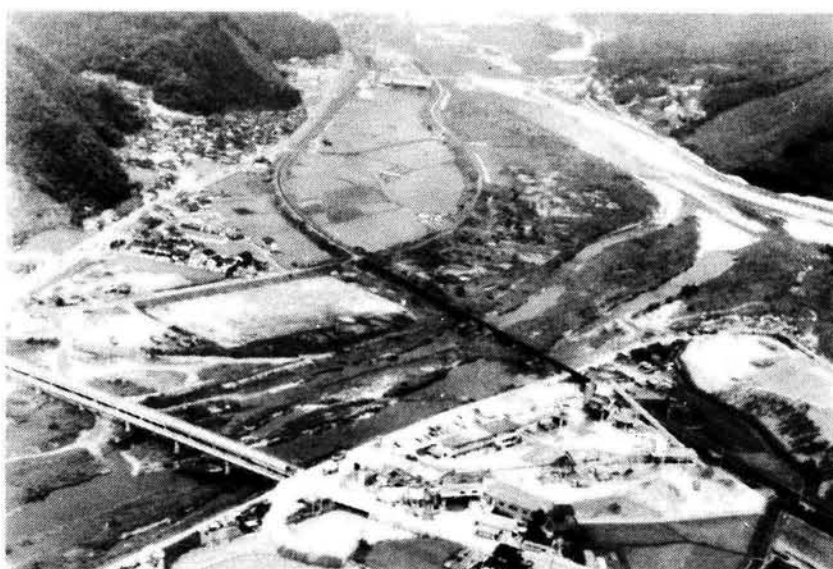


図 5.17 山陰本線大屋川橋りょう河道状況

の幅は90m程度であるが、河道中央部には植生のある固定化した砂州があり、みお筋は2つに分かれている。中央部の4P～6Pと8Pには昭和46年と48年に十字ブロックが、みお筋にあたる2P～3Pと7P～8Pには昭和54年にくさび型ブロックが投入されていた(図5.18)

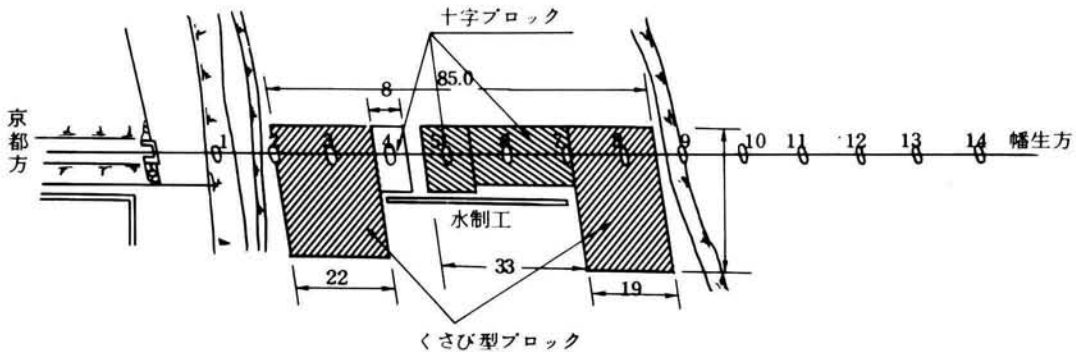


図5.18 山陰本線養父～八鹿間大屋川橋りょう平面図

昭和54年10月の台風20号の出水( $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{s}$ )により桁下0.9mまで水位が上昇した際、8Pの十字ブロック $W = 2 \text{ tf}$ の一部が沈下、流失したが、くさび型ブロック $W = 1.5 \text{ tf}$ は流失せず、摩耗したと報告されている。この例は、重量の軽いほうのブロックが変状せず、重いほうのブロックが沈下流失した例であるが比較的かみ合わせの良いブロックを河床面より下げて施工し、且つ、不流部に十分長く投入していたために流出をまぬがれ、多量の掃流土砂による摩耗程度の被害でおさまったものと考えられる。

#### (8) 身延線第1湯川橋りょう

湯川は本橋りょうの下流部100mの位置で図5.19に示すように富士川に合流しており、富士川の河床低

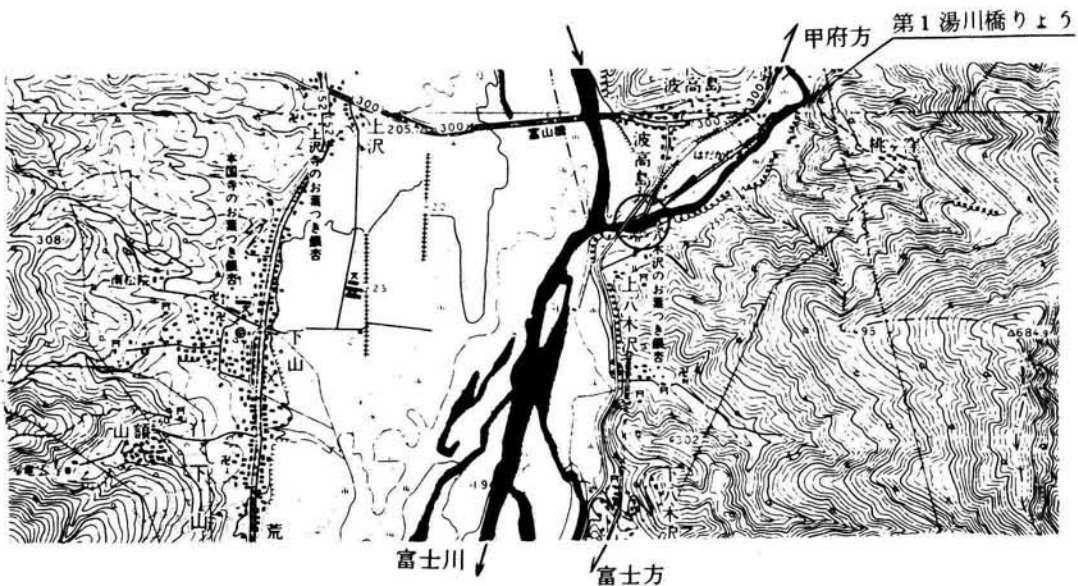


図5.19 身延線塩之沢～波高島間第1湯川橋りょう地形図

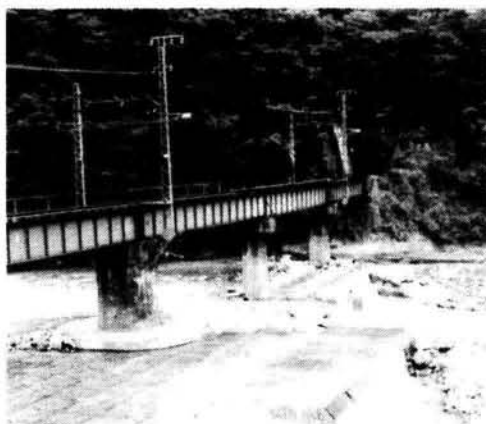


図5.20 身延線第1湯川橋りょう根固め  
ブロック下流端部落差状況

下に伴い、本橋りょう付近にも河床低下している。そのため、昭和49年には3P～4Pにかけて直方体型ブロックを、昭和52年には1P～2Pと5Pには異形平面型 $W=4\text{ tf}$ を施工していた。昭和57年8月の10号台風の出水（ $Q=1000\text{ m}^3/\text{s}$ ）では運転停止水位になる桁下2.5mまで水位が上昇し、1P～2Pの異形平面型ブロックが流失した。現在では流失した所は異形平面型 $W=15\text{ tf}$ を補充している。現場の河床勾配は $I=1/200$ の急流であり、河床低下の結果、図5.20にみえるようにブロック端部に大きな落差が生じた。特に当橋りょうで施工されたブロックは前後左右の緊結は若干あるものの、層積みにした場合の上下のかみ合わせはブロックの突起による前後のかみ合わせだけであり、上層のブロックはかなり動き易く流失し易かったものと思われる。

#### (9) 吾妻線名久田川橋りょう

吾妻線名久田川橋りょうは本川吾妻川と支川名久田川の合流点近くに位置している。このため、本川の河床低下により在来の十字ブロック帯工が下流側河床の低下に追従できず、主流部の十字ブロックが流失



図5.21 吾妻線名久田川橋りょう

してしまった。シャックル止めのブロックは流水にあおられ、結合部はネジ曲げられたようになって外れていた。主流部分は深掘れになっていたため、まずは現河床材料で掘め戻し、その上に帯工タイプの護床工を敷設する事とした（図 5.21）。

同じ局で施工した前述の(3)の施工例では効果的に機能していたベンチコンクリートは、起点側（左側）の十字ブロックが外れてしまったため宙吊りになり下面が侵食されてしまっていた。十字ブロックの流失が河床勾配の不整合に起因していた事を反省し、今回の施工部分は本川現河床へのすりつけを行ったため、結局勾配は 1/50 の急勾配で行わざるを得なかった。

新ブロック工はかみ合わせの良い特殊な平形タイプのもを使う事とし、残っている十字ブロックは現在の主流部を外れている事からそのまま使う事とした。又、十字ブロックとの取り合い部分の間隙を少なくするため、前述のベンチコンクリートの半分以上を壊し、新ブロックを十字ブロックの下へ一部重ね合わせるように敷設した。

設計にあたり、すりつけ勾配が 1/50 と急勾配であり、ブロック重量も単位としてはそれ程重くない事を考慮し、試行的に敷設面積の上流側半分を 2 層で施工、上下のブロックはキーブロックと称する連結材で固定し、下流半分を 1 層で施工した。結果として、ブロック群全体はかみ合っており、上流側は重く剛のかみ合わせ、下流は軽いかみ合わせといった護床工としての構造体が出来あがった。

敷設後 2 年が経過し、途中集中豪雨による出水にも遭遇したが、現在では変状もなく現河床になじんだ姿で落ちついている。これは、ブロック群のかみ合わせが効果的であることを示す例である。

以上述べた事例分析より鉄道橋の防護工に関し次のようにいえる。

(1) 防護工の施工がうまく行われていない例を見ると、ほとんどが河床の変動に対する防護工の選定が適切でなく、機能が追従していない事によると考えられる。

(2) の例は上流側のダムの建造により河床が低下をつづけているにもかかわらず橋脚周囲のみを固めた結果橋脚の径を太くしたと同じ結果を生じ、(8) の例では合流している本流部分の河床低下が続いているため、防護工との間に大きい落差が生じてしまい、防護工そのものの維持が困難となってしまった例である。

(2) 大きい河川の河口近く等で、前章の橋脚周辺の河床変動の調査で見た小規模河床波の卓越する場や、中規模河床波のうちの複列砂州の生じている場では、川幅が広く流水のエネルギーが分散してしまい顕著な河床変動は生じにくい。このような場では大単位の防護工を独立して設置するとかえって防護工周辺に局所洗掘が生じ、河床全体のバランスを崩してしまう事にもなりかねない。このような場では一般に河床材料の粒径も小さく、吸い出し現象も生じ易い。(5) はこのような事例と考えられ、むしろ防護工は必要なかったのではないと思われる。

(3) 防護工は本来の目的が橋脚の防護であり、防護工そのものがある程度変状しても、その結果橋脚の安全が保ち得れば成功としなければならない。(3)、(7) は、このような事例と言える。又、古来の工法が施工されていたものに新しい別の工法を加える事は防護工が層積みになる効果等もあり有効な例が多い。このため破損した防護工は取り除かず続行の防護工で補強する方がよい。(4) はその事例と言える。

(4) 前項の使用の実態で見るように防護工の中で最も多用されているのは根固めブロック工であるが、その施工法等に関しては次のような事が言える。

### ① 橋脚のまわりの剝離現象

橋脚のまわりにはいわゆる副流が起こり、馬蹄型渦が発生して、剝離領域ができる。局所洗掘と言われる現象はこのことによって生ずるが、この激しい剝離現象は、ブロックにも複雑な動的現象を起こさせる。

すなわち、橋脚の回りの土砂の激しい吸い出しが起こるので、ブロックとブロックの隙間や空間から細砂などが流失して、橋脚周辺のブロックの沈下を起こさせる原因となるものである。それを防止するためには、ブロック下におこる剝離渦を土砂が受けないようにする事、あるいはそれを受けても土砂が流失しないようにすればよく、ブロック間の間詰めを十分行いとか、吸い出し防止マット等を使用する事が有効な手段となる。

この剝離現象をもっと積極的に防止しようとするれば、橋脚の洗掘領域をブロックではなく、コンクリートで打設してしまう事が有効であろう。たとえば、(3)の例は図5.10のように橋脚の回りに張コンクリートを打設し、剝離の影響の小さいところではブロックを使用した例である。又、(6)の例は径の大きいイコス打設したため、イコスの頂版コンクリートがあたかも張コンクリートの様になり、成功した例と考えられる。

### ② ブロック相互の緊結度

コンクリートブロックの耐力を上げるためにはブロックの重量 $W$ を増すのが一般的であるが、単体のブロック相互の緊結度、かみ合わせの程度が大きければ、現実にはより効果大きい。

前述の(3)の例では、図5.11に示したように十字ブロックが単体として移動しており、間詰めやブロック相互の連結をする必要性を物語っている。ブロックの重量は $W=1\text{tf}$ にすぎなかったが、ブロックがワイヤーで緊結してあったために流失を免れた例も全国的な調査の中にはあった。図5.22に第2高梁川橋りょうにおけるブロック相互の緊結の例を示す。

### ③ ブロックの複合化と可撓性

同種のブロックを並べて成功した橋りょうも多いが、異種のブロックを適宜組み合わせ、複合化すれば、ブロック相互が有機的に作用するようである。

(4)(6)は、流勢の強い所とそうでない所に重量の相違する異種のブロックを組み合わせたり、最下流のブロックを充分根入れした古レールによって緊結したりして、洗掘防止工として全体のバランスをよくした例と考えられる。

### ④ 上流側のブロックと下流側のブロック

一般には、橋脚の上流側の最前部のブロックは流体圧を真正面に受けるから、ブロック自体に洗掘現象が起きると共に、剝離破壊される傾向にあるから、重量の重いブロック、根入れの大きいブロックや層積みにしたブロックを用いる事は良い結果を生む可能性が強い。(1)の例もこれに相当する。

又、下流側の最後部のブロックは、その直後の土砂が限界掃流力を越えた流れによって移動するために洗掘をうけ、鉛直支持力の低下を来たして沈下、流失する事になろう。従って、全体としてブロック相互を可撓性のある構造にしておけば、有機的に流水に対して作用する事になり得る。そのようなブロックの可撓性は、河床変化にも順応できるものとしておけば、ブロックの耐久性向上にもつながるものと考えられる。(9)の例がこれにあたると言える。

### ⑤ ブロックの天端高さ

流体中におかれたブロックは流速 $V$ の二乗に比例した流体圧を受ける事になるから、水制工として使用しないかぎり、できるかぎり河床面以下に設置する事が流体圧に対するブロックの安定性を増す事にな



図 5.22 第2高梁川橋りょうにおけるブロック相互の緊結例

ろう。

ブロックの重量 $W$ 、ブロックの根入長と、流速 $V$ をパラメータにした実験によれば、図 5.23 のように、ブロックの根入れの効果が大きい事が明らかである。(6)の例は、ブロックを河床面以下に下げて施工した効果が大きいものと考えられる。

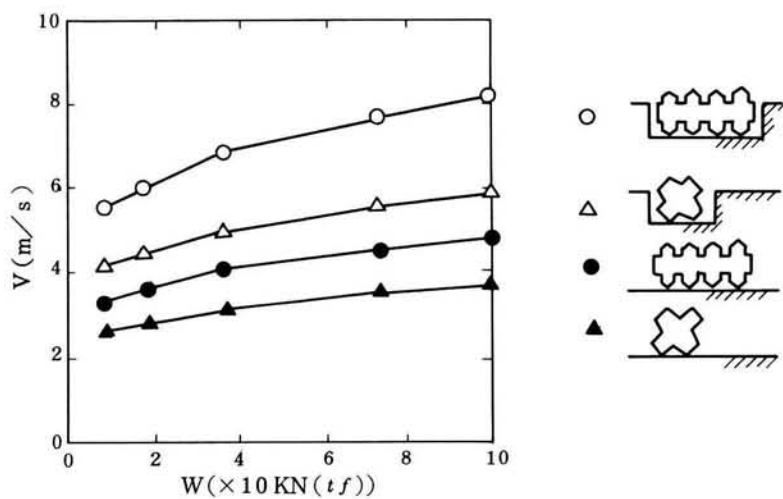


図 5.23 流速と根入れに対するブロック重量  
(日本コーケン K K 資料)

#### ⑥ ブロックの層積みの適否

橋脚の上流部の最前部に置かれるブロックの剝離破壊に抵抗させるために、緊結度の高いブロックを層積みで置く効果については前述の④で述べた。

こうした効果は、橋軸方向の防止工の端部となるブロックでも有効となる事がある。すなわち、橋脚と橋脚の間では阻害率の関係で流速は早くなり、防護工の側端部では片側にブロックの洗掘がおこり、端部のブロックが沈下、流失する現象が生じる（図 5.11）が、ブロックの洗掘深以下に層積みで施工されておれば、この現象を防止できる可能性がある。

しかしブロックを層積みにしたためにかえって洗掘を助長した例も少なくない。河床低下に伴ってブロックが河床面以上に飛び出し、阻害率を大きくした結果、洗掘と深掘れを起こし、そのために層積みの層を重ねなければならなくなり、悪循環を繰り返した例などである。又、橋脚の下流方に層積みのブロックを施工したために落差ができあがり、かえってブロックの下流方の洗掘と侵食を助長し、層積みのブロックが下流方から絶えずくずれている例もある。すなわちブロックを層積みにする事は、緊結度や可撓性などを増加させる事に役立つ事もあるが、施工高さや施工法を誤るとかえって悪くなる事もあると言える。

鉄道橋に実用されている防護工について事例分析をした結果、上に述べたような多くの有効な知見を得る事ができた。次節以下ではさらにこれらの知見を深度化し橋りょうの安全管理に活用し得るよう多変量解析や実験を含めて研究を進めることとする。

### 5.3 防護工の機能に関する多変量解析

本節では前節に述べた154 箇所の鉄道橋の防護工に関する調査データを用いて多変量解析を行い、5.2.2 に示した防護工の分類ごとに設置環境、機能等について分析し、工法相互の比較を行った。今回の調査で取り上げた項目及び各々の測定法及びその理由については以下の通りである。なお第4章で述べた被災橋りょう調査及び鉄道橋りょう付近の河床調査で取り上げたものと共通する項目については説明を省略した。

#### (1) 河川諸元

1. 流域面積    2. 河床勾配    3. 起伏比    4. 地 質    5. 計画（出水時）流量
6. 計画（出水時）最大水深    7. 計画（出水時）水面幅

#### (2) 河道状況諸元

1. 河道法線形状    9. 河床変動傾向    10. 植生の有無    11. 砂州の有無    12. 砂利採取の有無
13. 河床材料粒径

#### (3) 橋りょう諸元

14. 根入れ深さ    15. 橋脚太さ    16. 基礎工種類    17. フーチング幅

橋りょう諸元は、防護工の施工された橋脚を対象とし、橋りょう部横断図より各項目を読み取った。図 5.24 に示したように、深掘れ深は防護工上面から最下部までを考え、橋脚太さは防護工設置位置における太さとし、局所洗掘によりフーチングが露出しているものについては橋脚根元部分の太さとした。フーチング幅は、フーチングの最も幅の広い部分である。なお、基礎工の種類は調査表及び図面より、直接基礎・くい基礎・ケーソン基礎の3種類に分類した。

#### (4) 防護工諸元

18. 防護工種類

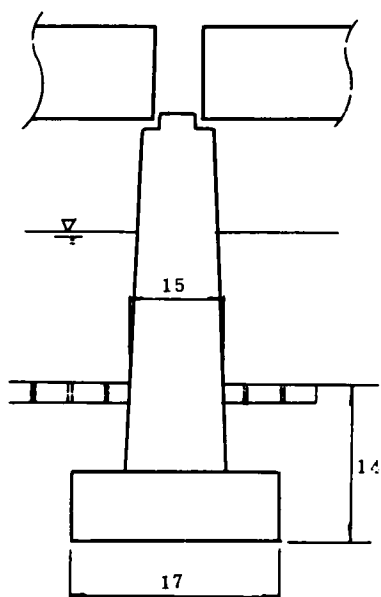


図 5.24 橋りょう諸元の定義

防護工は形態として前節に述べたような分類が可能であるが、ここでは調査現場での判定を容易にするため蛇籠・布団籠などの籠工、コンクリートブロック、張コンクリート、木工沈床、捨石及びシートパイル工と慣用されている工法名により分け、調査表及び橋りょう平面図より可能なかぎり拾った。なお、前節の分類との関連は考察の際に述べる。

#### 19. 防護工施工面積

橋りょう平面図より各々の防護工に対して施工面積を測定した。又その際その防護工により守られる橋脚本数をも示した。

#### 20. 防護工変状種別

防護工の変状の仕方にはいくつかあるが、ここでは流失・沈下・不陸・その他・変状なしの5つとし、調査表の記載通りとした。なお、変状種別がその他というのは主としてブロックの摩耗である。

#### 21. 防護工施工年

調査表及び橋りょう平面図より、防護工施工年を可能な限り拾った。なお、施工が数年にまたがる場合は、その代表的な年（施工範囲の大きい年）とした。しかしながら、1割程度が施工年不明であった。

#### (5) 水理諸元

22. 流速  $V$  23. 摩擦速度  $U_{*}$  24. フルード数  $F_r$  25. 無次元掃流力  $\tau_*$

26. 粒子レイノルズ数  $Red$  27. 橋脚レイノルズ数  $Rep$  28. 川幅・水深比 ( $B/h$ )

$h$ : 体験した最大水深

川幅・水深比は河川横断面の幾何形状を代表するものである。水深の深い河川は一般的に言って流速が大きくなるから  $B/h$  が小さい河川では防護工の破損の可能性が大きい。



29. 水深・粒径比 (  $h/d$  )

30. 摩擦速度・沈降速度比 (  $U_* / \omega$  )

$U_* / \omega$  は、粒子の浮上し易さを表わす。なお、 $\omega$  の定義は次の通り

$$\omega = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{1}{C_d} \cdot S \cdot g \cdot d} \quad (\text{m/s}) \dots\dots\dots (5 \cdot 1)$$

$C_d$  : 抗力係数 …… 0.4 (乱流中)     $S$  : 河床粒子水中比重     $d$  : 河床粒子粒径

なお、調査対象橋りょうについての複数の防護工が施工されている場合はそのすべてを調査対象とした。又、調査対象橋りょうについて過去の記録より上位の出水を2つ選び出水時の水位、流量等のデーターを調査し、このデーターにもとづきフルード数、無次元掃流力等の水理量を把握した。

このようにして行った調査結果を用い、先に示した調査項目の中から、防護工の変状に関与すると考えられるものを選び、この項目を対象に変状のあった防護工について主成分分析を行い、変状原因となる特性値の導出を計った。なお、分析の対象とした工法は施工例が多く変状個数の多いものとした。選定された工法は蛇籠・布団籠工、コンクリートブロック工及び張コンクリート工である。

これらの工法のうち前2者は前節に述べた橋脚付近の河床に物体を置いて掃流力に抵抗する工法で、その内蛇籠、布団籠工は古来の工法、コンクリートブロック工は最近の工法と言える。又、張コンクリート工は河床を覆う工法である。シートパイル工については施工例は多いが、変状の事例がきわめてわずかであったため主成分分析の対象としなかった。なおこの工法は橋脚の周囲を囲うタイプで、防護のメカニズムが明らかに掃流力に対して河床を防護するものとは機能の異なるものであり、別途集計資料に基づき簡単な考察を行う事とする。

入力変数については相関性の強いと目される項目を整理し、比較的独立と考えられる変数10項目を以下のように選定した。

#### 主成分分析入力項目

- |           |            |             |           |
|-----------|------------|-------------|-----------|
| 1. 流域面積   | 2. 河床勾配    | 3. 河床材料粒径   | 4. 防護工経過年 |
| 5. 河床変動傾向 | 6. フルード数   | 7. 粒子レイノルズ数 | 8. 川幅・水深比 |
| 9. 水深・粒径比 | 10. 無次元掃流力 |             |           |

上記の変数による主成分分析を行った結果は表5.3～表5.5のようになる。各工法別に第1、第2主成分の中の主な因子負荷量を示す。

#### ・蛇籠・布団籠工

##### 第1主成分

正の値 水深・粒径比

負の値 粒子レイノルズ数、河床材料粒径、河床勾配

##### 第2主成分

正の値 特になし

負の値 防護工経過年、河床変動傾向

#### ・ブロック工

##### 第1主成分

正の値 水深・粒径比

負の値 フルード数、河床勾配、粒子レイノルズ数

表 5.3 主成分分析(蛇籠, 布団籠)

| 因子負荷量       |           |           |           |           |           |           |           |
|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|             | 第 1 主成分   | 第 2 主成分   | 第 3 主成分   | 第 4 主成分   | 第 5 主成分   | 第 6 主成分   | 第 7 主成分   |
| 1. 流域面積     | -0.338459 | -0.435116 | -0.055319 | 0.617393  | -0.122889 | 0.542107  | 0.050684  |
| 2. 河床勾配     | -0.797784 | 0.416636  | -0.274986 | -0.118318 | -0.073787 | 0.049287  | 0.086845  |
| 3. 河床材料粒径   | -0.863397 | -0.406474 | 0.120453  | -0.054499 | -0.093031 | -0.084780 | -0.159188 |
| 4. 防護工経過年   | -0.137247 | -0.844131 | -0.201484 | -0.059368 | -0.106309 | -0.286264 | 0.358379  |
| 5. 河床変動傾向   | 0.220380  | -0.721665 | -0.167288 | 0.102309  | 0.581058  | -0.088152 | -0.118123 |
| 6. フルード数    | -0.695927 | 0.438614  | -0.467339 | 0.041652  | 0.227782  | -0.048188 | 0.117896  |
| 7. 粒子レイノルズ数 | -0.912521 | -0.286033 | -0.000831 | -0.035483 | -0.041326 | -0.169744 | 0.203162  |
| 8. 川幅・水深比   | -0.077916 | 0.412601  | 0.374290  | 0.681810  | 0.042753  | -0.463138 | 0.030394  |
| 9. 水深・粒径比   | 0.450648  | -0.185120 | -0.631611 | 0.141798  | -0.506343 | -0.210714 | -0.153124 |
| 10. 無次元掃流力  | 0.152877  | 0.243067  | -0.896700 | 0.148168  | 0.189021  | 0.001196  | -0.050332 |
| 累積寄与率       | 0.311     | 0.541     | 0.714     | 0.806     | 0.878     | 0.947     | 0.973     |

表 5.4 主成分分析(ブロック)

| 因子負荷量       |           |           |           |           |           |           |           |
|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|             | 第 1 主成分   | 第 2 主成分   | 第 3 主成分   | 第 4 主成分   | 第 5 主成分   | 第 6 主成分   | 第 7 主成分   |
| 1. 流域面積     | 0.324227  | 0.116650  | 0.710194  | 0.526534  | -0.235945 | -0.023030 | 0.207755  |
| 2. 河床勾配     | -0.906808 | 0.331400  | 0.110325  | -0.091309 | 0.059919  | 0.084456  | 0.032640  |
| 3. 河床材料粒径   | -0.743225 | 0.533907  | -0.040157 | 0.311536  | -0.191321 | 0.083090  | -0.089542 |
| 4. 防護工経過年   | -0.012320 | -0.564281 | 0.402488  | -0.622662 | -0.278508 | -0.218437 | 0.078260  |
| 5. 河床変動傾向   | 0.537016  | -0.600716 | 0.185145  | -0.125446 | 0.310436  | 0.436208  | 0.117493  |
| 6. フルード数    | -0.932749 | 0.252836  | 0.209337  | -0.095338 | 0.054143  | 0.067393  | 0.028725  |
| 7. 粒子レイノルズ数 | -0.808418 | -0.446791 | 0.204039  | 0.102606  | -0.174257 | 0.131794  | -0.196330 |
| 8. 川幅・水深比   | 0.520050  | 0.538125  | -0.030450 | -0.239722 | -0.513973 | 0.333157  | -0.077627 |
| 9. 水深・粒径比   | 0.667043  | 0.140977  | 0.612592  | -0.004372 | 0.222863  | -0.065457 | -0.323665 |
| 10. 無次元掃流力  | -0.741872 | 0.428277  | 0.387015  | -0.214763 | 0.206556  | 0.069185  | 0.056746  |
| 累積寄与率       | 0.456     | 0.640     | 0.773     | 0.864     | 0.930     | 0.970     | 0.992     |

表 5.5 主成分分析(張コンクリート)

| 因子負荷量       |           |           |           |           |           |           |           |
|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|             | 第 1 主成分   | 第 2 主成分   | 第 3 主成分   | 第 4 主成分   | 第 5 主成分   | 第 6 主成分   | 第 7 主成分   |
| 1. 流域面積     | 0.188962  | -0.082957 | 0.850456  | -0.483628 | -0.012413 | 0.027349  | -0.005683 |
| 2. 河床勾配     | -0.933890 | -0.175216 | -0.088690 | -0.189756 | -0.226612 | -0.038020 | -0.021117 |
| 3. 河床材料粒径   | -0.925764 | 0.160336  | -0.090370 | -0.160750 | -0.018495 | 0.287886  | 0.003859  |
| 4. 防護工経過年   | -0.373841 | -0.179661 | 0.465149  | 0.731146  | -0.271082 | 0.059448  | 0.002583  |
| 5. 河床変動傾向   | 0.880615  | -0.209796 | -0.226594 | -0.063350 | -0.334697 | 0.109591  | -0.033167 |
| 6. フルード数    | -0.863589 | -0.414370 | -0.052564 | -0.052445 | -0.104036 | -0.257144 | -0.007161 |
| 7. 粒子レイノルズ数 | -0.948060 | -0.011046 | -0.047824 | -0.237329 | -0.198233 | 0.052461  | 0.018378  |
| 8. 川幅・水深比   | 0.732055  | 0.492293  | -0.042449 | -0.169659 | -0.429877 | -0.075081 | 0.026712  |
| 9. 水深・粒径比   | 0.450906  | 0.883924  | 0.042191  | -0.088155 | 0.024635  | 0.072093  | 0.002194  |
| 10. 無次元掃流力  | 0.220572  | -0.961483 | -0.147078 | -0.053792 | -0.032668 | 0.024781  | 0.026272  |
| 累積寄与率       | 0.511     | 0.737     | 0.841     | 0.934     | 0.982     | 1.000     | 1.000     |

## 第2主成分

正の値 川幅・水深比

負の値 河床変動傾向, 防護工経過年

### ・張コンクリート工

## 第1主成分

正の値 河床変動傾向, 川幅・水深比

負の値 粒子レイノルズ数, 河床材料粒径, 河床勾配

## 第2主成分

正の値 川幅・水深比

負の値 無次元掃流力, 水深・粒径比

以上のような主成分分析の結果, 防護工の変状に関連の深い変数として次の5項目が選定された。

- ・フルード数
- ・水深・粒径比
- ・川幅・水深比
- ・河床勾配
- ・防護工施工後の経過年

このように主成分分析によって選定された項目についてその一次元分布をまとめると図5.25～図5.28のようになる。これらの図には各項目の適用範囲と要因の分布性状が示されていると考えて良い。これらの図について考察を加えると次のようになる。

図5.25は蛇籠, 布団籠工に関する各項目の分布である。この内防護工経過年について見ると10年を過ぎると変状の割合が多くなるようである。しかし, フルード数においては「安全」と「変状」グループに有意な差はない。河床勾配をみると, 緩流河川では安全であるものが多い。川幅・水深比や水深・粒径比においては, 「安全」と「変状」グループの一次元分布では有意な差はないようである。

ブロック工については図5.26に示される。防護工経過年については, 10年を越えると変状が多くなるようであるが, 蛇籠, 布団籠工よりは耐久性があると言える。又, フルード数が1を越える領域ではほとんどすべての防護工が変状する事が示されている。このようにフルード数が大きいという事は防護工が経験した洪水が大きかった事を表わすものと考えられるから, ブロック工の変状は蛇籠などのように構造体の劣化によるものではなくもっぱら洪水によるものであると想定される。河床勾配では緩流河川のデータは少ないが, 図の示す限りでは, 安全であるものが増える傾向を示す。すなわち下流部の緩流河川に相当する水深・粒径比の大きい所では安全なブロックが多くなると言える。

張コンクリート工については図5.27に示される。この場合防護工経過年では「安全」と「変状」グループにあまり差はないが, フルード数が1以上になると変状が多くなるようである。河床勾配, 川幅・水深比, 水深・粒径比には有意な差は見られない。

主成分分析には取り上げなかったが, シートパイル工についても同じように一変量解析を行うと図5.28のようになり, これからシートパイル工が施工されている環境を知ることができる。すなわち, 防護工は20年を経過したものは少なく, 経験したフルード数は1以下であり, データの示す限りでは河床勾配が1/1000付近の所に多く施工されており, 川幅・水深比は20～30に位置している事がわかる。しかし図5.28ではシートパイル工変状例が一例にすぎず, これから「安全」と「変状」グループの環境差を見

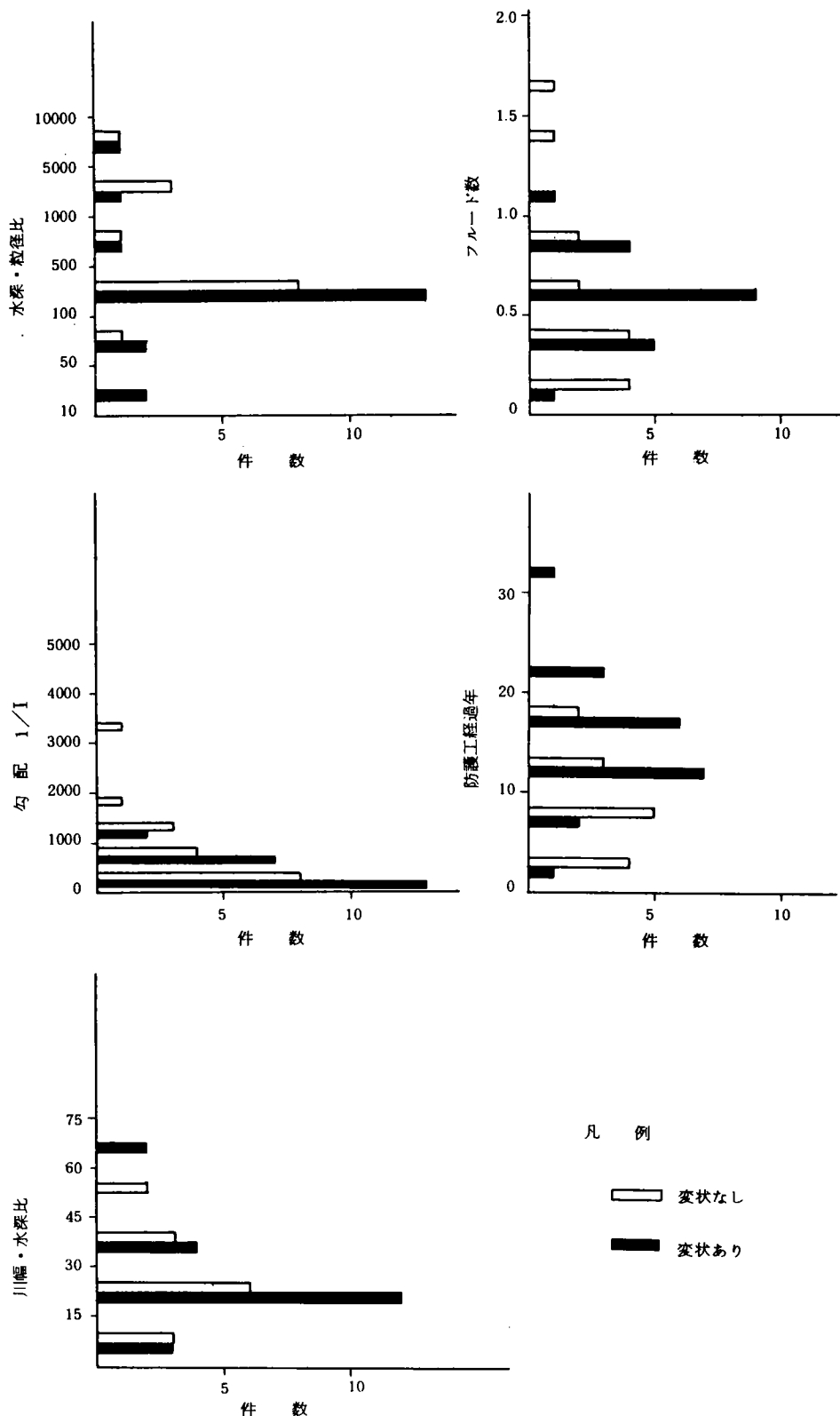
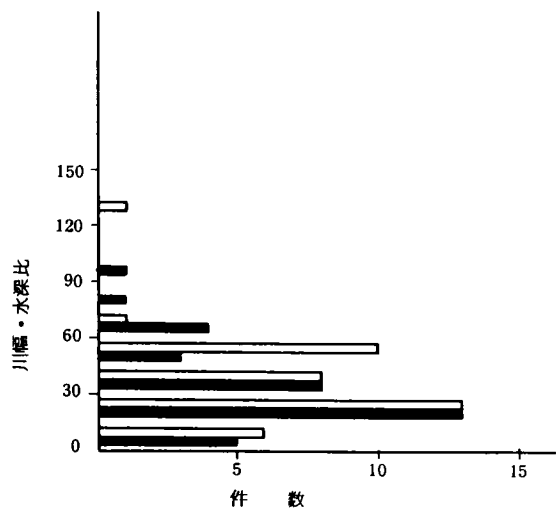
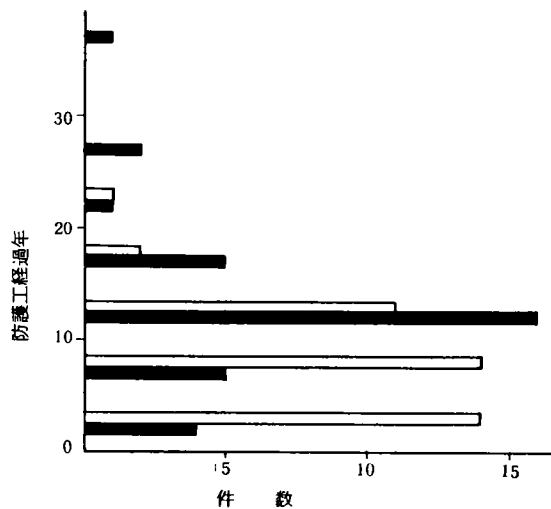
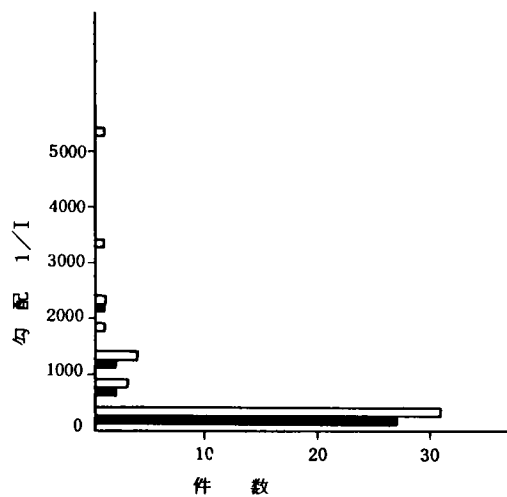
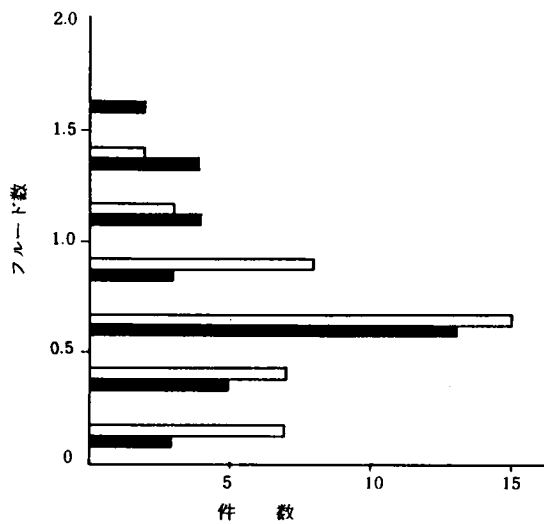
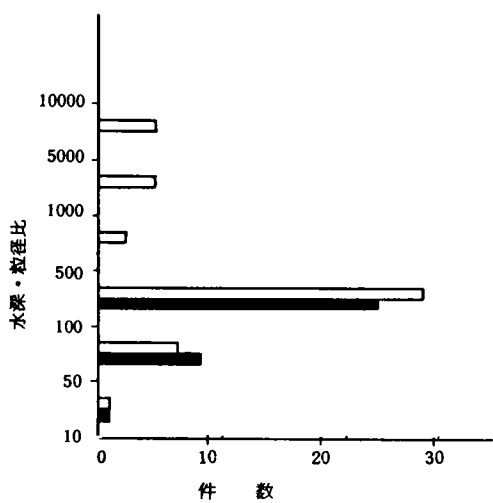


図 5.25 蛇 籠, 布 団 籠 工

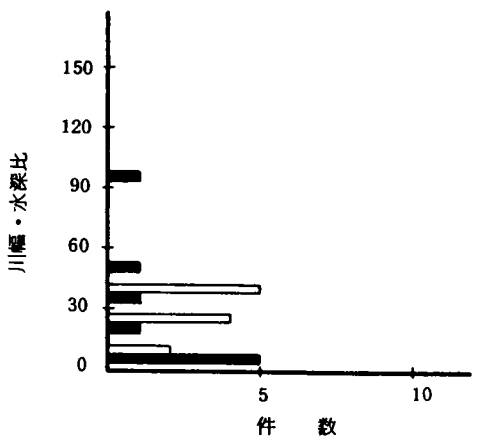
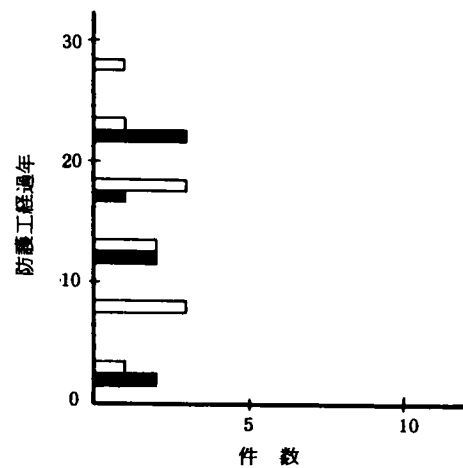
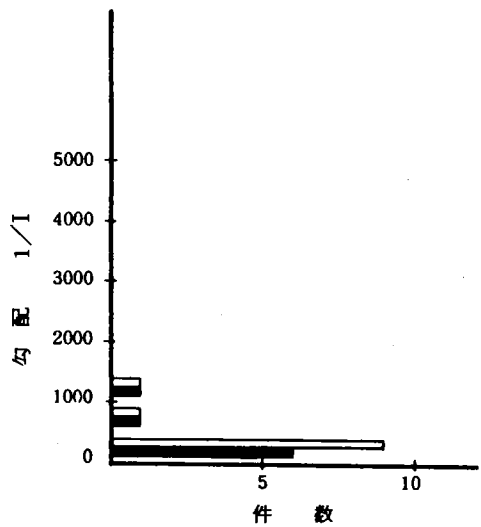
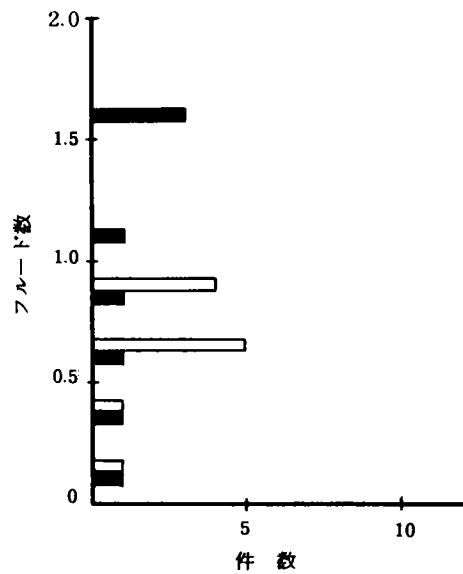
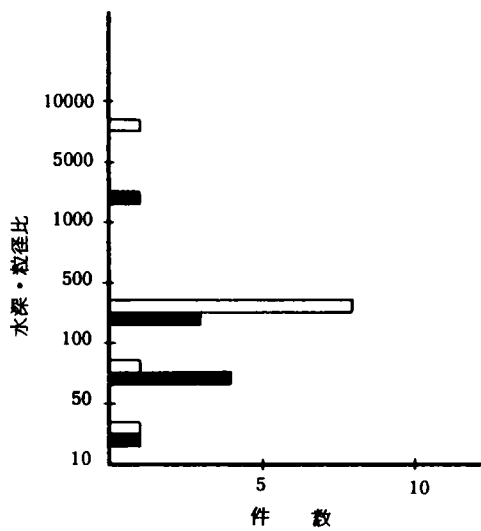


凡 例

□ 変状なし

■ 変状あり

図 5.26 ブ ロ ッ ク 工



凡 例

□ 変状なし

■ 変状あり

図 5.27 張 コ ン ク リ ー ト 工

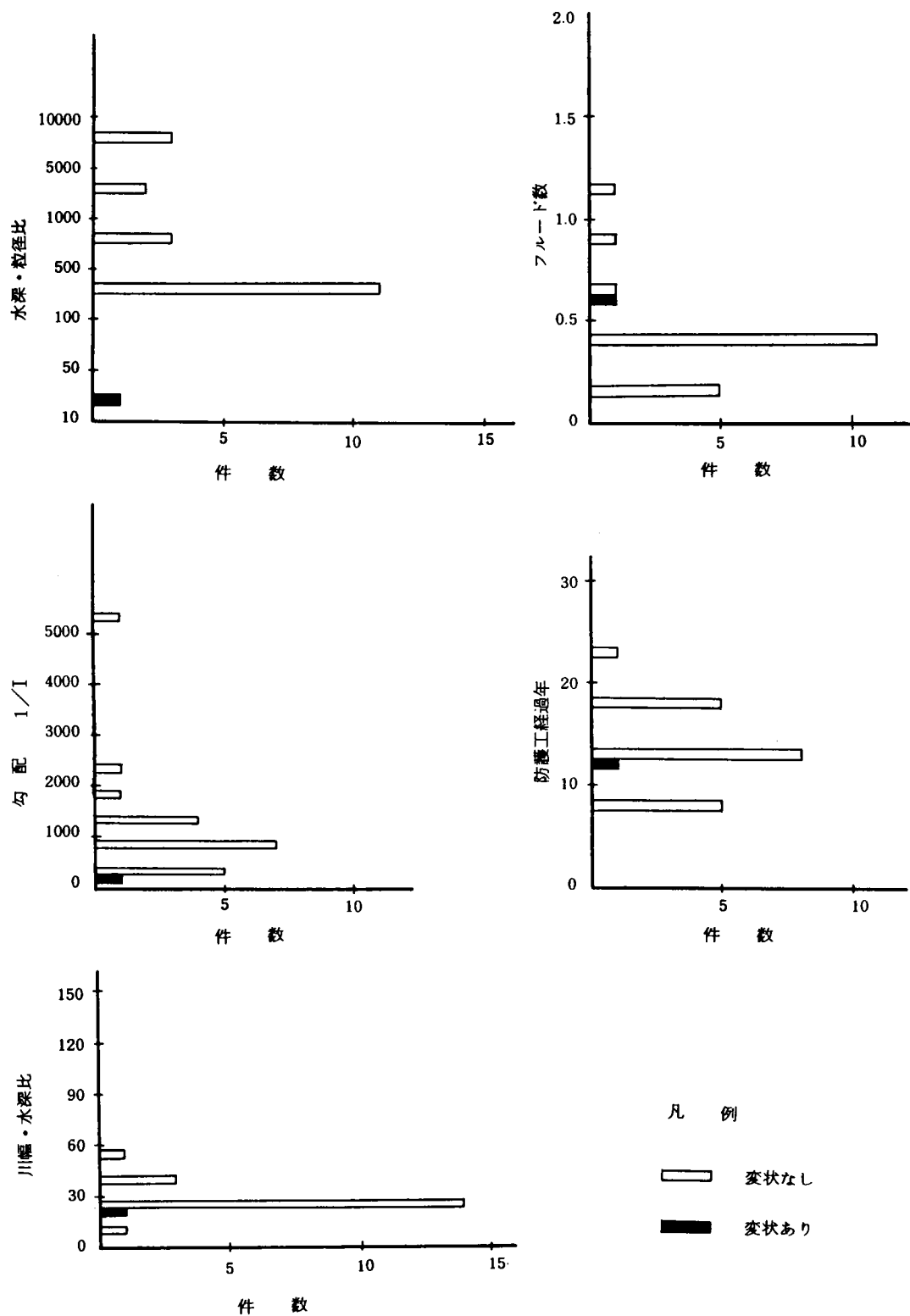


図 5.28 シ ー ト バ イ ル 工

出す事はできない。

以上の結果をまとめ工法別に整理すると次のように言える。

(1) 蛇籠・布団籠工

1) 河床勾配が大きく、水深・粒径比の小さな場に置かれた防護工が変状している。これを総括すれば“勾配が急で出水時の流速が速く、河床材料の大きな場に置かれた防護工は変状割合が高い。”と言える。

2) “山本”の分類によれば、扇状地河川、山間地急流部河川がこれに相当するものと考えられる  
(図5.29)

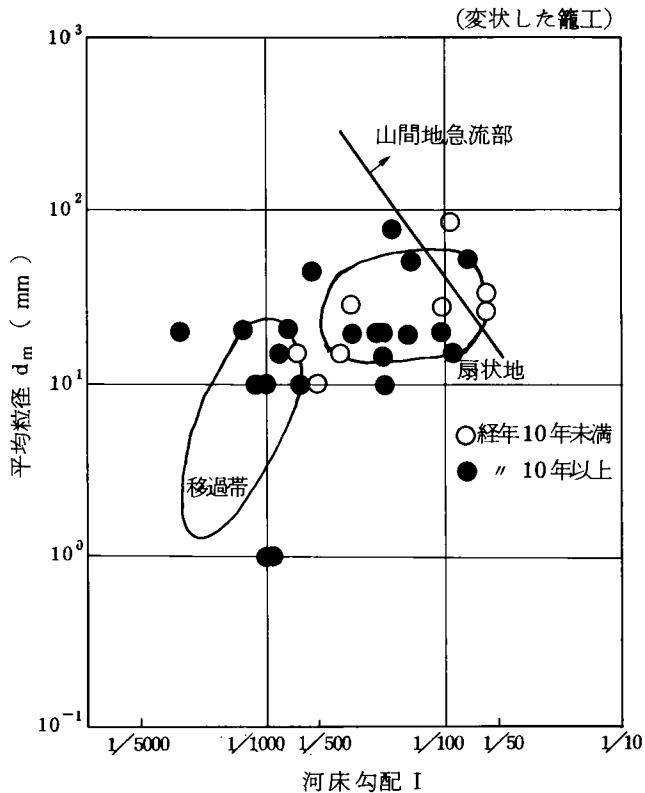


図 5.29 変状した籠工と河川分類の関係

3) 防護工経過年についてみると、10年程度を越えた場合には変状割合が大きくなっている。籠工は一般的に言って、耐久性に乏しいとされており、この値は、耐久年数の目安と考えてよい。

又、今回の調査では明らかではないが、籠工は河川の水質の影響も受けやすい。籠工は鉄筋等で枠が形作られている場合が多いので、河川の水質が酸性を帯び易い場合には、鉄筋が腐食され変状をきたし易いと考えられる。

4) 他の水理諸量について見ると、

- ・河床勾配が  $1/500$  程度より大きくなる場合



- 水深・粒径比が300程度より小さくなる場合

については、防護工経過年が小さい場合でも変状に至るケースが多い。これは出水時に流速が大きくなるとともに、径の大きな河床材料が流送され、これが籠工に衝撃を与え、籠工の特性である“たわみ性”もこれに抗しきれず変状するためと言える。

## (2) ブロック工

1) フルード数、河床勾配が大きく、水深・粒径比の小さな場に置かれた防護工が変状している。これを総括すれば、“勾配が急で出水時の流速が速く、大きな流体力を受ける場に置かれた防護工は変状割合が高い”と言える。

2) 河川分類では、籠工と同様に、扇状地河川・山間地急流部河川がこれに相当するものと考えられる(図 5.30)。

3) 防護工経過年については図 5.26 より、10年程度を越えた場合には変状割合が大きくなっている事がわかる。

4) 出水時のフルード数が1を超えるような場合には、防護工経過年にかかわらず、その大半が変状している。この原因は、出水時の大きな流体力にブロックが抗しきれずに流失するため、あるいは、ブロック底面が洗掘を受け、ブロック工に不陸が生じ、防護工の機能を十分に果たせないためと考えられる。なお前節の事例分析にみるように、一部の不陸や端部のブロックの単体としての流出のため変状と報告されていても、全体としての機能は損なわれていない場合が多い。もちろん単体の場合よりもブロックが結合している方が流失に対する抵抗も大きい。したがって変状か否かの判断の際にはこの点の検討も必要であるが、このような群体としてのかみ合わせ効果については次節で検討を加えることとする。

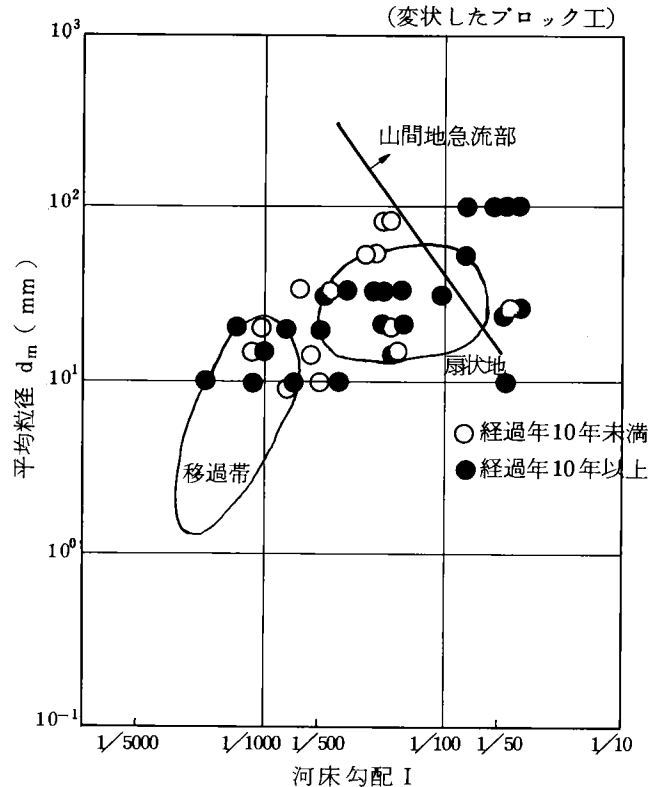


図 5.30 変状したブロック工と河川分類の関係

### (3) 張りコンクリート工

- 1) 張りコンクリート工は主として山地の急流部に施工される工法である。今回対象となった橋りょうについてその河床勾配をみると、大半が $1/500$ より急な場に施工されている。これを河川分類で見ると山間地及び扇状地河川が多い(図 5.31)。

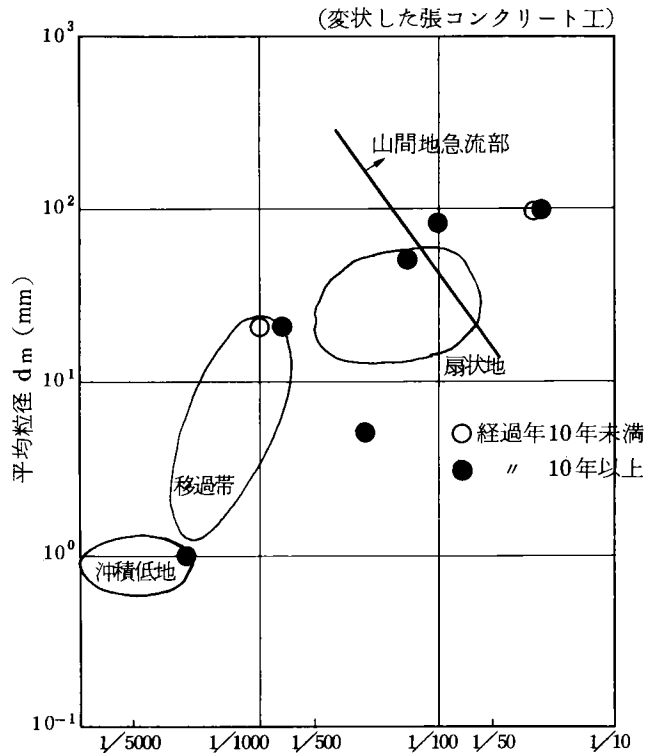


図 5.31 変状した張コンクリート工と河川分類の関係

- 2) 河床勾配が大きく、川幅・水深比の小さな場に置かれたものが変状している。これは、山間地の急流河川に特有な大きな流速と大きな転石により、張コンクリート表面が摩耗されたり、亀裂が生じたりするためであろう。
- 3) 防護工としては一般的に耐久的であるが、姫川のように河川全体の変動するような例もあり、結果として経過年に対しては顕著な傾向が見出せなかった。

### (4) シートパイル工

- 1) シートパイルによる根固工の変状例は、今回の調査ではごくわずかである。シートパイルは根固工としては丈夫である。したがって、シートパイルが打設可能な場があり、この工法を用いることにより明らかに支持力が増す場合は有効であると言える。但し、洗掘が進んだ場合はシートパイルで囲んだ径を橋脚径と考えねばならないので注意を要する。
- 2) シートパイル工の施工されている場合は、ブロック工が設置されている環境と比べて勾配が緩く、粒

径の小さな所が多い。したがって出水時のフルード数についてもあまり大きな値の場合はない。

- 3) 地質の点では、古生層、中生層にあたる場が多い。この地質は削られにくく、比較的安定した地質である。

#### (5) 籠工とブロック工の比較

籠工とブロック工は共に重量により掃流力に抵抗するタイプの防護工であり、(1)(2)に述べたように設置されている場などは類似している。しかし、その径過年に差があるように当然ながらブロック工の方が耐久的事は類推できる。ちなみに今回の調査対象の両工法の防護工について出水時の状況を対比すると図 5.32 のようになる。この図より次のように言える。

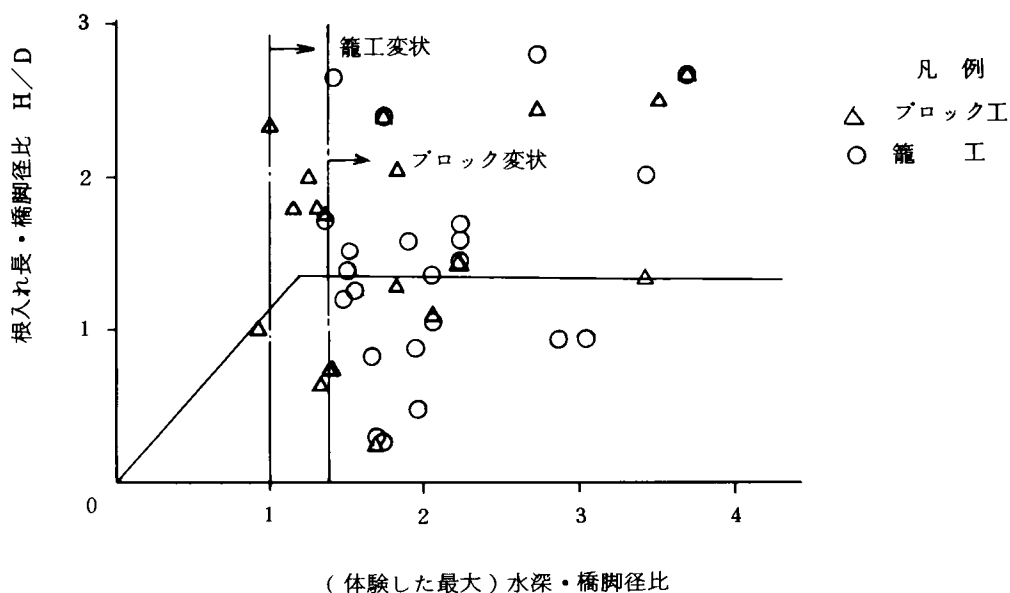


図 5.32 変状防護工の体験した水深

- 1) 体験した水深より見てブロック工の方が籠工より耐久的事であると言える。しかし、多くの場合その差は少ない。
- 2) 調査の対象となった橋りょうには根入れ比の小さいものが多く半数程度にも達する。これは根入れが小さいからこそ防護されたとも言えるが、河床の変動に対して保守が追いつかず結果的に根入れ比が小さくなったものが多いのであろう。このような橋りょうは被災により相当の損害を受けたと考えられる。

#### 5.4 根固めブロック工の安定性と護床効果

前節までの研究により、4章での研究により判明した橋脚の被災の場や深掘れの生じ易い場と共通の扇状地河川や山間地河川では、籠工、ブロック工、張コンクリート工等掃流力に抵抗するタイプの防護工が設けられており、これらが洪水時の強い掃流力により損傷しながらも河床の安定を計り、橋脚の被災を防ぐという機能を果たしている事がわかった。

従って今後の橋りょうの安全管理のためには、現在防護工として最も多用され、将来の防護工の大半を占めると考えられる根固めブロック工の安定性及び護床効果、換言すると、耐え得る限界の流速、安定性

を増加させるための施工上の留意点などを把握する事が必要であると言える。

このような諸点が解明されれば、根固めブロック工を設置するに際し、何年確率規模の洪水に対応させ得るかの目安がつけ得ると言える。又、洪水後の列車開通に際してもその破損流失の有無について間接的な判断が可能になると考えられる。従って本節では、全国の鉄道橋に関して行った前記データの分析及び実験によりこれらの諸点について研究をすすめる。

#### (1) ブロック工の移動限界流速の検討

まずブロック工の移動限界流速について上記データをもとに考察を加える。なお、ブロック工に関する既往の研究としてブロック工が通常“群体”として施工されるため、“群”として施工された場合の移動限界流速に着目し、数種類のブロック工法について、そのブロックが単形で用いられた場合と、1層あるいは2層に敷設され、群として用いられた場合との移動特性の違いを調べている建設省土木研究所の研究を取り上げ比較検討することとする。<sup>3章の8)</sup>

すなわちここではまず土研のデータにもとづく単体ブロックの移動限界流速等と、調査で得られたブロック工の体験した想定最大流速とを比較する。土研のデータでは、ブロック工の種類と重量及び河床状況により移動限界流速が異なるとされているが、今回の調査の場合、すべてのブロック工について、種類と重量は必ずしも明確でないため、調査対象はそれらが明らかなもののみ限定した。

##### 1) 今回の調査資料によるブロック工の流失流速

流失したと報告されているブロック工についてその流失時の流速を調べたのが図5.33である。

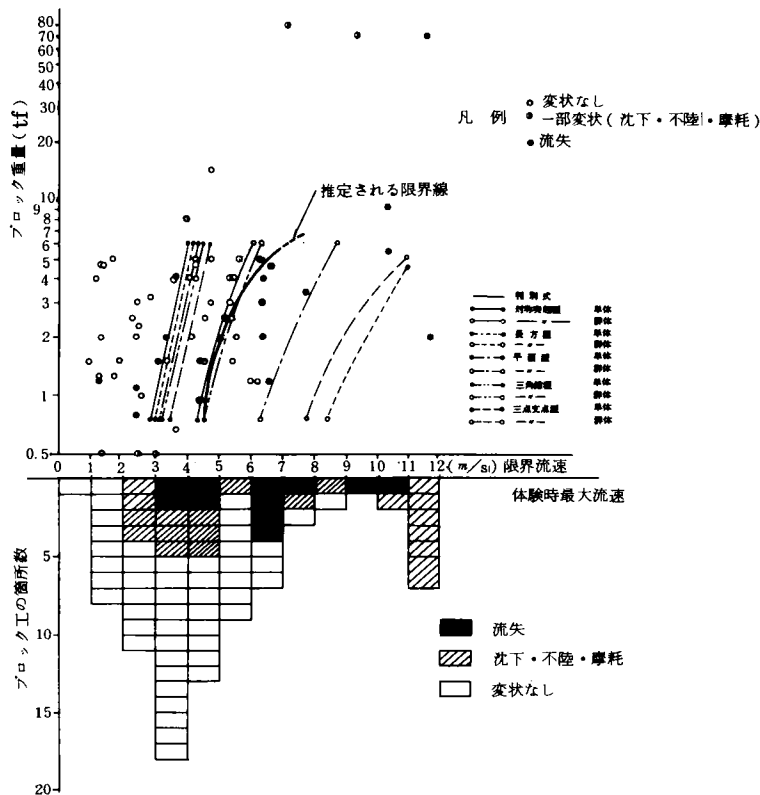


図 5.33 ブロック工の移動限界流速

図 5.33 より，ブロックの流失した流速について次の事が言える。

- ① ブロック工のほとんどは  $3\text{ m/s}$  以上の流速で変状（沈下・不陸・流失・摩耗）している。流速  $2 \sim 3\text{ m/s}$  で被災しているブロック工があるが，これはブロック重量が極端に小さい（第 2 石狩川橋りょう，ブロック重量  $0.06\text{ tf}$ ）等の例外的なものである。従ってブロック工の耐え得る下限の流速は  $3\text{ m/s}$  程度と考えられる。
- ②  $7\text{ m/s}$  以上の流速を受けたブロック工は数が少なく，かつ，この範囲ではブロック工は，はなはだしく変状している。この事より  $7\text{ m/s}$  以上の流速を生ずる洪水そのものが少ない事及びプレキャストタイプのブロック工では  $7\text{ m/s}$  程度以上の流速では効果がないことがわかる。
- ③  $8\text{ m/s}$  以上の流速の出現している所では，プレキャストの異形ブロックよりも，更に大きい現場打ちのブロックが用いられている（例えば姫川橋りょう）。この事によっても，プレキャストタイプのブロック工の採用の限界が  $7\text{ m/s}$  程度と類推し得る。

## 2) 土研の研究との対比

図 5.33 に土研の研究によるブロック工の流失流速を合わせ示した。これによればブロック工の単体としての移動流速は  $3\text{ m/s}$  程度であり，群体として用いたものでは一般的には  $6\text{ m/s}$  程度，特別の工夫をしたもので  $10\text{ m/s}$  程度であることがわかる。土研ではこの両者を比較し，ブロック工を群体として施工する場合の許容流速の割増し分を許容係数（群体係数）として示している（表 5.6）。

表 5.6 ブロック群の流出に対する許容係数（群体係数）

| 型         | 主 体 | 群   |
|-----------|-----|-----|
| 平 面 型     | 1   | 2.0 |
| 長 方 型     | 1   | 2.8 |
| 対 称 突 起 型 | 1   | 1.5 |
| 三 点 支 持 型 | 1   | 2.3 |
| 三 角 錐 型   | 1   | 1.4 |

（注．土研のコメントによれば，実験の方法などによって変わることもありうるとしており一応の目安である。）

この研究結果と先の調査結果を対比すると次の事が言える。

- ① ブロック工の耐え得る下限の流速は，ほぼ単体としてのブロックの耐え得る流速に一致しており，施工の良好でない時，又はブロック群の端部で切り離された形のブロックが，この程度の流速で流失するものと考えられる。
- ② 図 5.33 を見ると  $3 \sim 7\text{ m/s}$  で流失するブロック工の多いことより，ブロックの種類，施工の良否，河床の状況により耐え得る流速はばらつくが，一般的には少なくとも単体としてのブロックよりは有効に働いている事がわかる。
- ③  $7\text{ m/s}$  程度以上の流速に対しては，場所打ちブロックの採用等特別の工夫が必要であると言える。以上の①～③より今回の調査結果と土研の研究結果とはおおむね一致していると言える。

次に今回の調査データの中からその大多数を占める 1 層積み群体ブロックとして施工されたものについて移動限界流速を調べてみると，図 5.33 に太線で示した限界線のようになった。今回用いた土研

の研究資料によれば、1層積みの場合にはブロック群の周囲でブロックが単体として移動する可能性があるため設計には単体ブロックの移動限界流速を用いるようとの指示がなされている。しかし、上記の調査結果を見ると群体として施工し、なおかつ、単体としての流速限界を適用するのは安全に過ぎると言える。

今回の調査による限界値は、建設省河川砂防技術資料とくらべても比較的大きな値であり、換言すれば鉄道橋に施工されているブロック工は、ワイヤー、シャックル等で結束したり、かみ合わせの良好なブロックを使用したり等それなりの工夫がなされており、その効果が現われていると言える。

### 3) 2層積みのブロック工

次に2層積み以上に施工されているブロック工またはブロック工と他の防護工が複合して用いられている場合について調べてみる。調査対象橋りょうのうちブロック工が2層以上となっている事が明らかな例は余り多くないが、図5.34及び表5.7にそれらのブロック工の被災状況及び土研の研究による群体ブロックの移動限界流速との比較を示した。

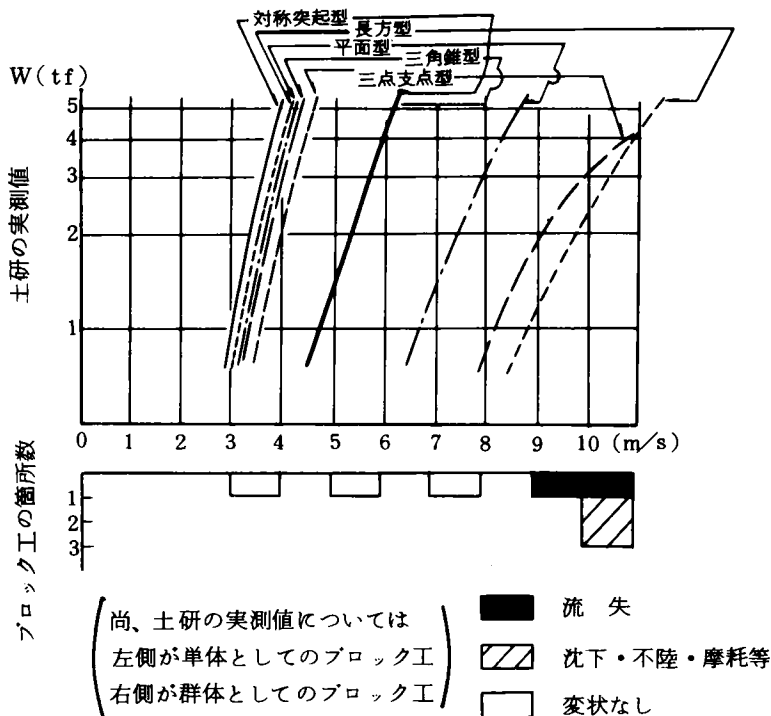


図 5.34 多層積ブロックの移動限界流速

この図によれば2層積みブロック（もしくはブロックと他の防護工が複合して用いられている場合）では、単体ブロックの移動限界流速に比べて相当大きな流速にも耐え得る事が分かる。

このような場合のブロック工は流速7 m/s 以下では変状していない。この値は許容係数（群体係数）を考慮した群体としての移動限界流速をも上回る値である。

### 4) まとめ

以上の1)～3)をまとめると次のように言える。

① 通常ブロック工は少く共3 m/s 以上の流速に耐え得ると言える。この流速は単体としてのブロッ

表 5.7 多層積ブロック諸元

| 局 名 | 橋りょう名   | 体験した<br>最大流速 | 変状種別 | ブ ロ ッ ク 工 の 状 況                                 |
|-----|---------|--------------|------|---|
| 金 沢 | 第 7 下姫川 | 11.67        | 摩 耗  | (3.0 m × 4.0 m × 2.5 m) 超大形長<br>方形 (50 tf) ブロック |
| 札 幌 | 第 4 長流川 | 11.17        | 一部流失 | ホロースケア+捨石工                                      |
| 長 野 | 第 2 平 川 | 10.34        | 沈 下  | ブロック工の上に蛇籠工施工                                   |
| 高 崎 | 名 久 田 川 | 7.36         | 変状なし | さや型ブロック 多層積み (キーブロッ<br>ク使用)                     |
| 新 潟 | 第 4 魚野川 | 5.41         | 変状なし | 中空三角ブロック 多層積み                                   |
| 静 岡 | 第 1 湯 川 | 3.67         | 変状なし | ホロースケア 多層積み (キーブロック<br>使用)                      |
| 静 岡 | 富 士 川   | 9.00         | 流 出  | コーケンブロック 12 tf, 8 tf<br>多層積み (キーブロック使用)         |

クの抗力にほぼ等しい。

- ② 1層のブロック工でも施工に注意し、ブロック相互を結合するような措置をすれば単体ブロックよりは大きい流速に抵抗できる。
- ③ ブロック工は2層に施工し十分群体として働き得るようにすれば7m/s程度の流速にも抵抗できる。
- ④ 長年の河床変化などでブロックの端部が崩壊変状すると単体としての抵抗力に近くなってしまう。小さい流速で変状しているのはすべてこのような例である。したがって、河床状況のチェックはブロックの施工に際して不可欠と言える。

## (2) 根固めブロック工の性状に関する実験

これまでに進めて来た研究により鉄道橋に用いられている根固工にはコンクリートブロック工が多い事、その変状はブロックの移動又は沈下が大半である事、その状況は敷設幅によって異なる事、敷設ブロックの端部の変状が多い事、層積みにする方が変状が少ない事、橋脚の周囲では吸出し現象が生じているがその程度と施工法との関連は明らかでない事などがわかった。

これらの諸問題について解答を得るような実験は必ずしも容易でないことは、4.3の多変量解析の際の要因の多様性に見るように明らかであるが、ここでは解明の第一歩として次のことを目的として実験を行う。

- ① 橋脚回りの根固めの敷設厚さによる橋脚回りの吸い出しによるブロックの沈下、及び流出状態の違い。
- ② 水深粒径比が比較的小さい水理条件の場合の根固めブロックの敷設最前・後列の沈下及び崩壊状態の観測。

以下その詳細について述べる。

### 1) 実験の内容

実験の装置及び模型橋脚は、3.4 及び 3.6 で用いたものと同じとし、実験のケースとしては、ブロックを 1.2m の水路幅一杯に 1 層に敷設して下流方の敷設長さを変える場合及び橋脚周囲のみを 2 層積みとした場合とし、測定項目については次の通りとした。

- ① ブロック敷設長の差による橋脚周囲の沈下の差に関して、洗掘深さを通水時間 5 分間隔で 30 分まで測定する。
- ② ブロック敷設厚の差によるブロックの沈下流出の差に関して、通水時間 5 分間隔で 30 分までブロックの流出量を測定する。
- ③ ブロックの最前列及び最後列の変状のチェックに関して、通水時間 5 分間隔で 30 分までブロックの沈下量を測定、ブロックの変状状況の観察を行う。  
なお、実験は水深粒径比が小さいという条件で行う。
- ④ 水面勾配をマンメーターで測定し水面勾配をチェック、6 割水深の位置で平均流速を測定する。なお、測定手順は図 5.35 の通りである。

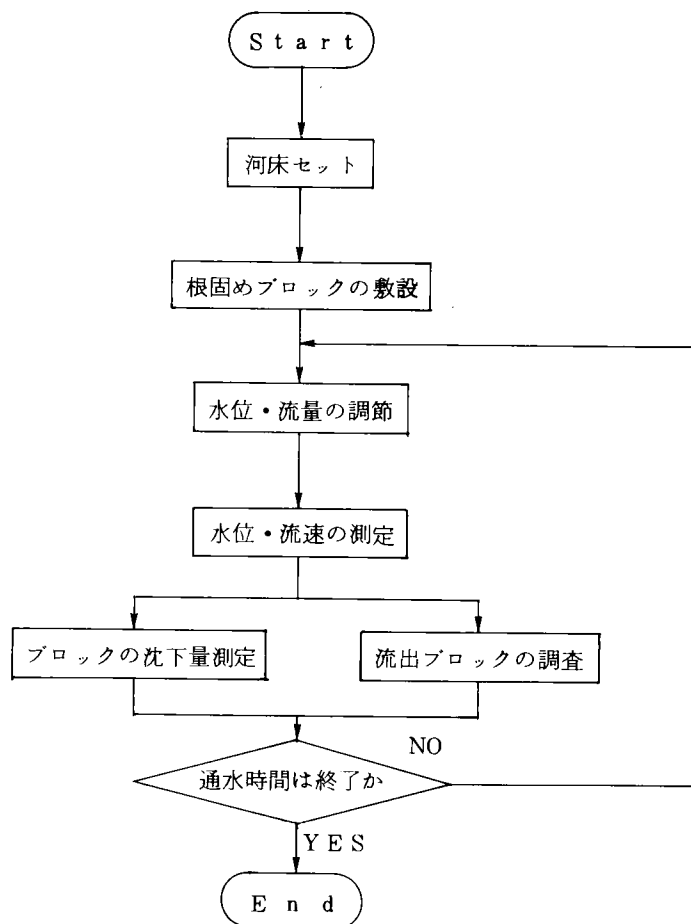


図 5.35 測定手順



## 2) 実験の結果及び考察

### ① ブロック敷設長の差

上流側の敷設長さを平均水深と同じ $h_m$ とし、下流側を $h_m$ 及び $2h_m$ とした実験の結果を図5.36に示す。これによれば両者の間では変状状態に差がなく、ある長さ以上敷設長さがあれば、橋脚周囲の沈下に関してはその効果には変わりのない事が分かる。

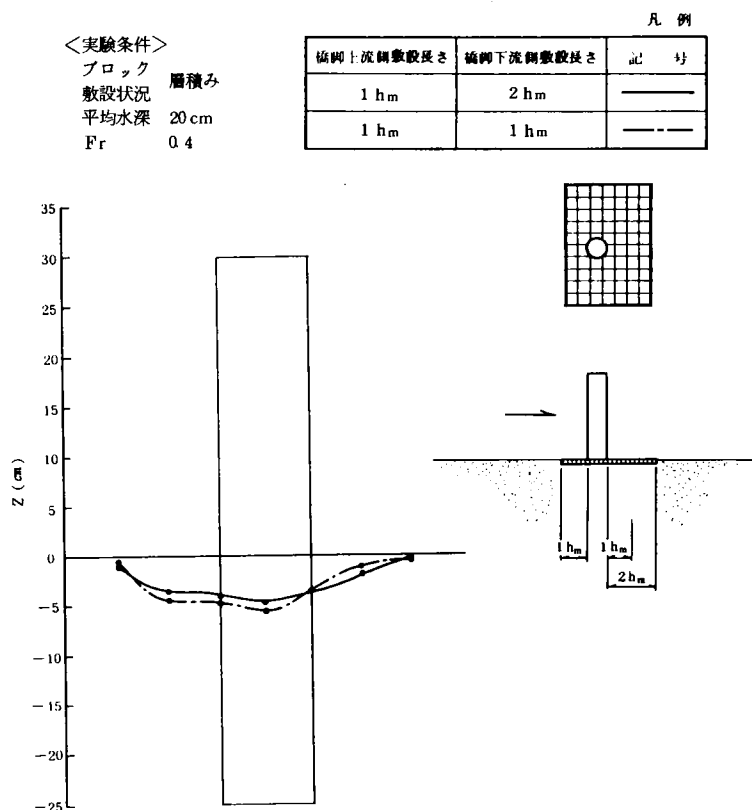


図5.36 根固めブロック敷設長さ別橋脚回りの洗掘縦断面図

### ② ブロック敷設厚の差

橋脚周囲のブロックの敷設層厚を変えた場合の橋脚周囲の沈下量の差を図5.37に、又ブロックの通水時間ごとの流出状況の差を図5.38に示す。これによれば層厚が厚いほど沈下は少なくなっている。これはブロックが厚いほど橋脚前面に発生する馬蹄形渦がブロック工により遮蔽され弱められるからと考えてよい。しかし吸出し防止工を施工していないので沈下量は0にはなっていない。次にブロックの流出状況を見ると、1層積みでは通水と同時に吸い出し現象が生じ、下流側より流出が進行し5分後にはほとんどのブロックが流出している。一方、2層積みの場合は5分程度ではあまり流失がなく30分後でも1層目のブロックが $1/4$ 程度流出するのみである。

ブロックの流出は橋脚の下流側より生ずるが、この部分は吸出し現象により不陸の生じる部分で、ひとたび一部が流出するとブロックの間隔が広がり流出範囲が広がって行く。この事より馬蹄形渦の発生箇所

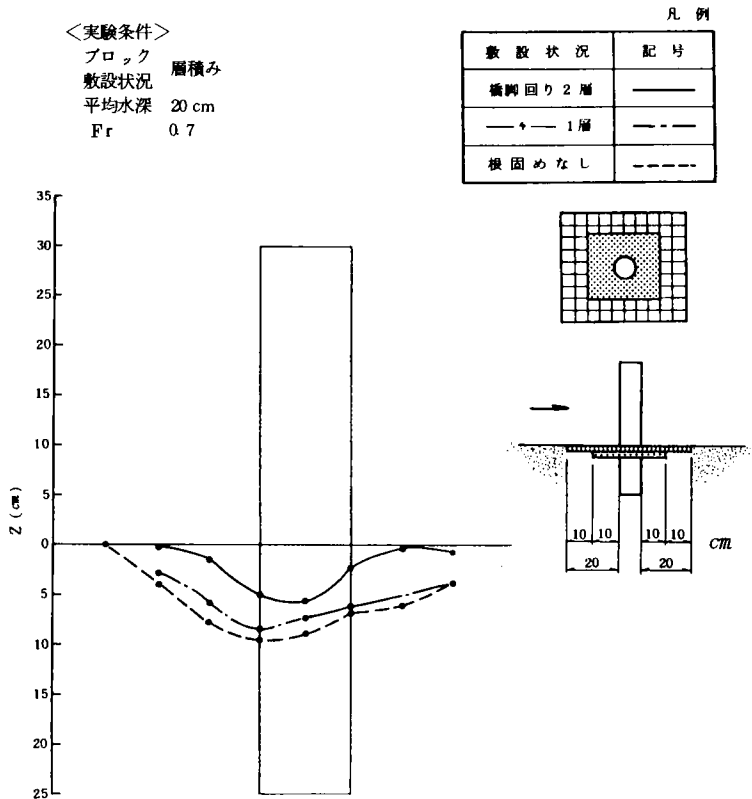
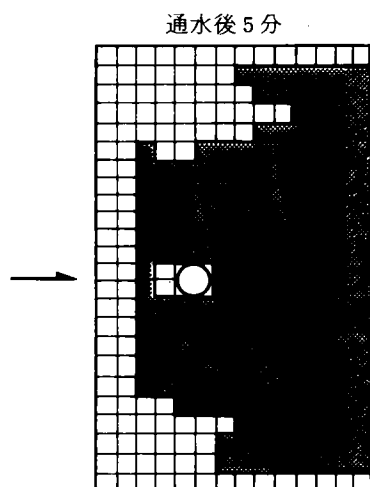


図 5.37 根固めブロック敷設層厚別橋脚回りの洗掘縦断面図

から吸出しが起こり変状が生ずる事がよくわかる。

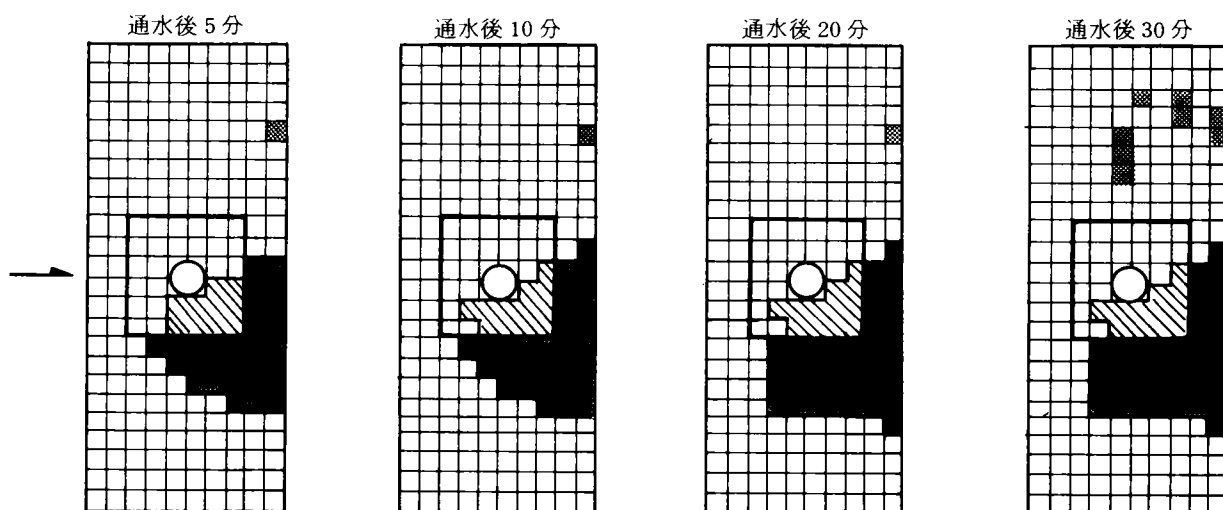
### ③ 前列及び後列のブロックの変状状況

各実験条件ごとにブロックの前列及び後列の砂の動き，及びブロックの沈下状況を表 5.8 に示し，図 5.39 にブロック最前列と最後列の沈下量を各点の水利条件で整理し土砂移動を含めて表わした。図 5.39 に示す無次元掃流力  $\tau_* = 0.05$  の曲線は土砂の移動限界で  $\tau_* > 0.05$  すなわち曲線の右側では河床砂が動き， $\tau_* < 0.05$  すなわち曲線の左側では河床砂は動かないことを意味する。



| 水 深<br>$h_m$ | フルード数<br>$Fr$ | 橋脚上流側ブ<br>ロック敷設範囲 | 橋脚回りの<br>ブロック層厚 |
|--------------|---------------|-------------------|-----------------|
|              |               | 橋脚下流側ブ<br>ロック敷設範囲 |                 |
| 20 cm        | 0.7           | 1 $h_m$           | 1 層             |
|              |               | 2 $h_m$           |                 |

一層の場合



注) 橋脚回りの□内は  
ブロック 2 層積み

▨は、2 層のうち、  
上層が流出したもの

| 水 深<br>$h_m$ | フルード数<br>$Fr$ | 橋脚上流側ブ<br>ロック敷設範囲 | 橋脚回りの<br>ブロック層厚 |
|--------------|---------------|-------------------|-----------------|
|              |               | 橋脚下流側ブ<br>ロック敷設範囲 |                 |
| 20 cm        | 0.7           | 1 $h_m$           | 2 層             |
|              |               | 1 $h_m$           |                 |

2 層の場合

図 5.38 橋脚周囲のブロック流出状況

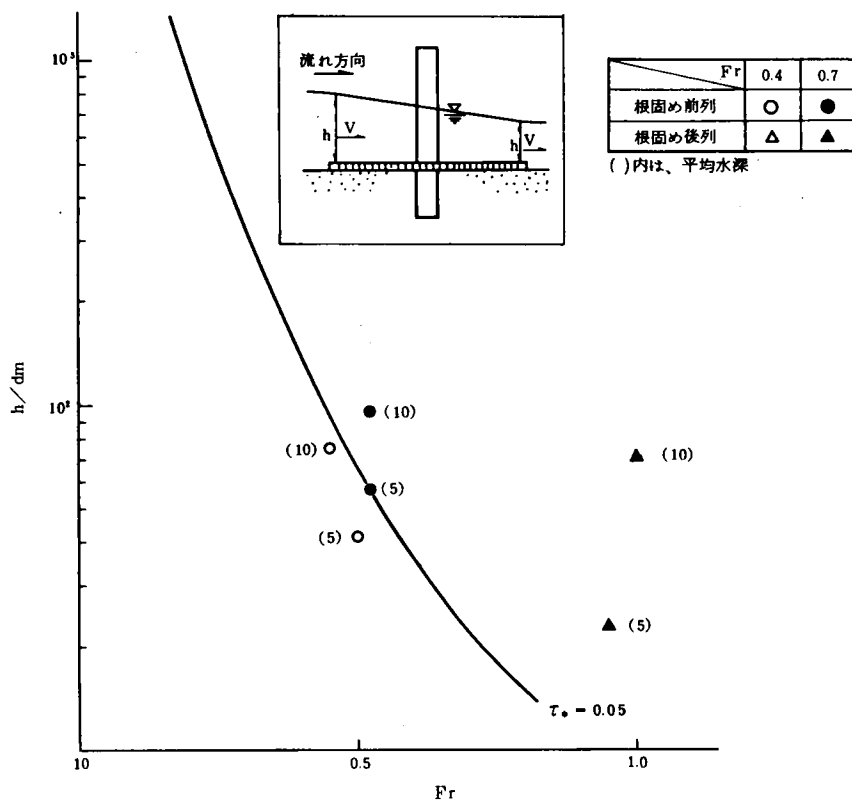


図 5.39 根固めブロックの沈下量比較図  
(フルード数は平均水深に対応するもの)

これらにより次の事がわかる。

まず表 5.8 より砂の移動とブロックの変状には密接な関係のある事がわかる。

表 5.8 砂の動き及びブロックの沈下量

| 項目<br>Fr | 平均水深<br>$h_m$ | 砂 の 動 き          |                  | ブロックの沈下量          |                   |
|----------|---------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|
|          |               | ブロック前列<br>での 動 き | ブロック後列<br>での 動 き | ブロック前列<br>の 沈 下 量 | ブロック後列<br>の 沈 下 量 |
| 0.4      | 5 cm          | な し              | な し              | 微 少               | 微 少               |
|          | 10            | な し              | な し              | 微 少               | 微 少               |
| 0.7      | 5             | 若 干              | 激 し い            | 0.4 cm            | 1.4 cm            |
|          | 10            | 激 し い            | 激 し い            | 1.5 cm            | 0.95cm            |

これを図 5.39 で確認すると次のようになる。

- ①  $Fr = 0.4$ , 平均水深 5, 10 cm では  $\tau_* < 0.05$  の領域となり、観測によっても砂の移動、ブロック前・後列の沈下共にない。

②  $F_r = 0.7$ , 平均水深 5 cm ではブロック前列で  $\tau_* \approx 0.05$  となり, 観測によっても砂が微妙に動きブロックがわずかに沈下する。一方後列では  $\tau_* \gg 0.05$  となり観測でも砂の移動は激しく上流よりの砂の補給がない。そしてブロックは著しく沈下した。

③  $F_r = 0.7$ , 平均水深 10 cm ではブロック前列で  $\tau_* > 0.05$  となり, 観測では砂が若干移動しブロックは砂堆の発生により沈下している。一方後列では  $\tau_* \gg 0.05$  で砂は激しく吸い出されるが, 上流からの砂の補給もありブロックはやや沈下するに止まった。

以上をまとめると上流側のブロックの変状は砂堆の移動に左右され, 一方下流側は上流よりの砂の供給の有無により段落ちの有無が左右されると言える。

一般に帯工タイプの根固めブロック工の下流端は, 変状したり相当な段差ができて例が多い。今回の実験結果から推定すると, これらの現象は大洪水の始まりと終わりの時期ないしはくりかえされる小洪水のような土砂の移動の不活発な時に発生していると考えられる。

なおこれらの状況を図 5.40 ~ 5.43 に示す。



図 5.40  $F_r = 0.4$  通水前



図 5.41  $F_r = 0.4$  通水後 10 分



図 5.42  $F_r = 0.4$  通水後 30 分



図 5.43  $F_r = 0.7$  通水後 5 分

### 3) 実験結果に対する考察

これまでに進めてきた事例分析の研究結果などに今回の実験結果を加味すると、根固めブロック工の施工に関しおおむね次のように言える。

- ① ブロックの施工範囲は必要範囲以上広くしてもあまり有効でない。必要範囲は防護しようとする洪水に対応する予想洗掘深と河床材料の安息角により定めたものに若干の余裕を見ればよい。
- ② 橋脚の周辺部分では強い馬蹄型渦の掃流作用に伴う吸い出しによりブロックの変状がおこる。従って、この部分ではブロックをきちんとかみ合わせて施工する間詰、ふとん籠等の補助工法の使用によって吸い出しを防止する、などの工夫をすべきである。又ブロック群を現在の河床面以下に埋設することも有効となる。
- ③ ブロックを2層にすることでブロック群としての抵抗力を増加させることは可能である。但し、単に吸い出し防止を目的に層厚を大きくすることは経済的にも好ましくない。例えば捨石を施工し、その上にブロックを施工する等の工夫が望ましい。
- ④ ブロック工の上流側では水流がせき上げられ前面に強い渦が生ずるので、剝離破損しにくい重いものが有効である。下流側では上流側よりの土砂の供給の有無によるが、上流よりの土砂の供給がないと沈下段落ちの被害が多い。これを現実の河川にあてはめると、大洪水の初期および末期、あるいは小洪水といった掃流土砂の不活発な時期に、主として沈下段落ちの被害が発生するといえる。従って、河床の変化に対応できる屈撓性のよいものが有効である。場合によっては杭などで留めるのも有効であるが、この場合は下流側の河床の段落ちの程度をつねにチェックする必要がある。

#### (3) 防護工を考慮した洗掘深の管理

橋脚周辺の洗掘深の推定には局所洗掘深に河床変動の影響を加える必要がある事及びどのようにしてその影響を評価するかについては既に4章の研究で述べた。しかし、橋りょうには防護工の施工されている例が多く、このような場合はその影響をも考慮する必要がある事は言うまでもない。しかし従来、防護工の洗掘深に及ぼす影響を評価する方法は確立されておらず、例えば直接洗掘を防止する根固工が防護工として使用されている場合を見ると、根固工の天端を河床面として評価したり、単なる余裕としてその効果を見逃している例がほとんどである。そこでここでは防護工が施工されている場合の洗掘深の考え方について考察を行う。

防護工の洗掘深に及ぼす影響を推定するには防護工の護床効果を評価する必要がある。まず、防護工が橋脚周辺の根固工である場合について見ると、本章における根固工に関する調査、事例分析及び実験の結果次のように言える。

- ① 想定される洗掘深に河床材料の安息角を考慮した範囲に根固工があれば河床の洗掘は防止し得る。
- ② 根固工の安定性は、その工法及び施工の良否に応じ過去の事例の研究結果との比較において洪水時の流速等の水理量により判定できる。そして、水理量との対比において根固工が安定していれば、上述のように河床の洗掘は防止できると見てよい。一方、根固工が流失すれば洗掘は急進する。
- ③ 根固工の被災の状況を見ると大半は部分的な沈下や端部での移動に過ぎない場合が多く、このような小変状で橋脚の安定性を損う程河床の安定性が損われている例はない。
- ④ 根固工の施工範囲が①に述べた必要な範囲より狭い場合には周辺の洗掘が進み、橋脚の外径が太くなったのと同じ様相となる。

一方、根固工が施工されている場合の河床横断面の模式図は図 5.44 のようであり、洗掘の生ずるのは橋脚真近の部分（図中の A 点）及び橋脚中間の根固工の欠落部分（図中の B 点）の 2 箇所である。そしてこれらの点の河床変動について本章での調査、事例分析及び実験の結果を考察するとおおよそ次のように言える。

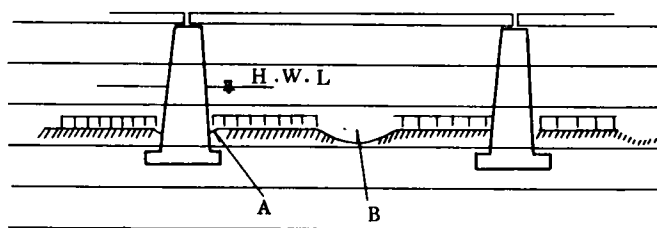


図 5.44 根固め工付近洗掘の模式図

① 橋脚周辺の河床（図中の A 点）について、その洗掘量は洪水後の埋め戻しのためその実態がつかみにくい、多くのブロック工の施工例よりその沈下状況を観察してみた結果、その量は最大 1m 程度であり安定には実害はないと言える。勿論、根固工の施工の良否や河床材料の粒径により差異はあり根固工が 2 層になっている場合、ブロックと捨石工が複合して用いられている場合は洗掘量は少ない。以前に施工された沈床工、捨石工等が橋脚周辺に残っている場合も多く、このような場合も洗掘量は小さい。橋りょうによっては場所打ちコンクリートにより河床を覆い成功している例もある。又、河床材料についてはその粒径が小さい程洗掘は多いと見なせる。

② 中間部分（図中の B 点）の河床変動についてみると、その状況は上流側からの土砂の供給の有無に左右され土砂の供給の少ない時は低下傾向となる。このような場合の河床の安定性を見ると、根固工端部が河床面より突出していない場合は河床は安定しており、根固工の端部が突出していると根固工端部が沈下、移動したり根固工周辺が洗掘される事となる。一方根固工の施工範囲が十分広い時は橋脚周辺の河床は十分安定を保っている。しかし根固工の施工範囲が不十分であると橋脚周辺のみが独立し、あたかも橋脚の外径が太くなったのと同じ状態となる。

以上述べた防護工の安定性及び護床効果を勘案すると、防護工の施工されている場合の洗掘深の管理について次のように提案できる。

① 防護工が橋脚周辺の根固工であり、その施工範囲が予想される洗掘深と河床材料の安息角より算定される必要な防護範囲より広い場合は、洪水時の水量により根固工の流失の可能性をチェックし、流失がなければ河床は安定と考えて良い。この場合、部分的な沈下が生ずる程度の洪水でも河床は安定とみなせるが、実用に際し若干の安全率が必要な事はいうまでもない。

② 根固工の施工が不十分な場合及び橋脚周囲を囲うタイプの防護工の場合は防護工の外周を橋脚径と見なし洗掘深の管理を行う必要がある。

以上のような検討の手順を示すと図 5.45 のようになる。

なお根固工の施工範囲が不十分な場合は速やかに所要の防護が行えるよう補強する事が必要である。又、ブロック工の施工範囲が十分である場合には、根固工端部におけるその安定状況及び河床の状況との関係を常に監視し、根固工の健全度及び河床についての河川管理上の不都合の有無を十分管理する事が必要で

ある。

#### (4) 防護工に関する研究結果のまとめ

本章で行った調査事例分析及び実験の結果に考察を加え、橋りょう管理に対して得られた知見をまとめると次のようになる。

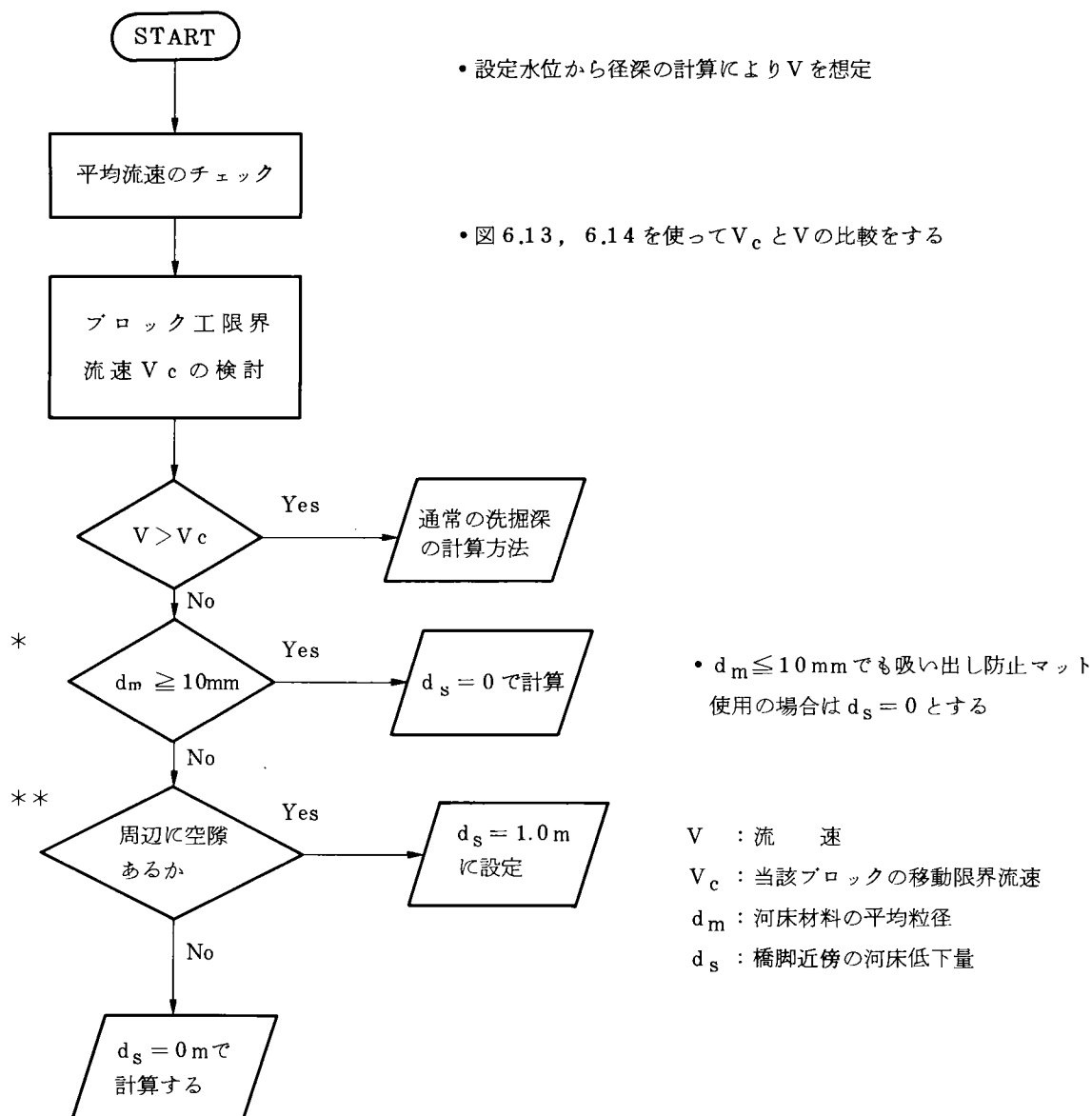
1) 鉄道橋の防護工としては籠工、蛇籠工、コンクリートブロック工及び張コンクリート工等、直接橋脚周辺の洗掘を防止する工法と、シートパイル等で橋脚を囲い洗掘が進んでも橋脚の倒壊を防止しようとする工法が多く用いられている。これらのうち前者は旧式で根入れの浅い橋りょうに用いられているものが多く、鉄道橋の被災の多い山間地河川、扇状地河川の急流部に施工されており、後者はシートパイル等の施工可能な比較的緩流部に多く用いられ、それぞれそれなりの効果をしめしている。

又、前者は径年10年程度で洪水により変状している例が多い。この事より、これらの根固工は10年確率程度の洪水を対象として設計されたものであると推定される。又、山間地河川や扇状地河川では10年確率程度の洪水で河床の変動が激しいとも推定され、10年確率洪水が今後の根固工の設計や管理の目安として考え得ると言える。一方後者はほとんど被災していない。

2) 最も多用されており今後も防護工の主力となると考えられるコンクリートの根固めブロック工について検討した結果、ブロック工の機能は設計・施工の良否により著しく異なる事が分かった。すなわち、

- ① 単体としては流速  $3\text{ m/s}$  程度の洪水に耐え得る。
  - ② 群体として施工されたもので施工の良好なものは流速  $7\text{ m/s}$  程度の洪水に耐え得る。
  - ③ 流速  $8\text{ m/s}$  以上の洪水に対しては場所打ちコンクリートによる大単位の根固工が必要である。
  - ④ 2層に施工された場合、又は他の工法と併合して用いられている場合は非常に安定しており、 $7\text{ m/s}$  程度の流速にも十分耐え得る。
  - ⑤ 根固工相互を比較するとコンクリートブロック工が旧来工法である籠工、蛇籠工より耐久的である。ただし前者が一般に工費は高く、又災害直後の応急時等には材料入手の困難な場合が多い。この辺をよく勘案して工法を選択する必要がある。
- 3) 根固めブロックの設計施工に関しては、事例分析の結果等より次のように言える。
- ① 必要な施工範囲は、予想される洗掘深と河床材料の安息角より算定した範囲で十分である。
  - ② 機能を増強するためには一般に重量を増す事が行われるが、緊結度をよくする事の方がより重要である。
  - ③ 一般に上流側のブロックは流水圧を強く受け剝離破損し易いため、重量のあるブロックが有効であり、下流側のブロックは河床とのなじみをよくするため、屈撓性のあるものを用いる事が望ましい。
  - ④ ブロックの天端を河床面より高くする事は好ましくなく、可能ならば河床面以下に設置するのが望ましい。
  - ⑤ ブロックを2層積みによればその機能は著しく向上するが、工費は相当高価になる。捨石工をブロックの下に用いる等河床材料の吸い出しを防止しブロックを安定させる他の工法と複合して用いれば、2層積みと同じ効果を少ない工費で得る事が可能である。
  - ⑥ 橋脚周辺の強いはく離現象を防ぐため場所打ちコンクリートを施工する等の工法は、橋脚の安定性の確保に極めて有効である。
- 4) 従来防護工の効果については防護工の厚さだけで洗掘深が軽減するという程度の評価をしている例





\*  $d_m = 10\text{mm}$  を判定区分にしたのは、河川護岸のブロック工の変状調査例（須賀の研究）による。

\*\* ここで示す空隙は十字ブロック等の敷設時に橋脚周囲に残る大きな空隙部分のことで、一般には  $d_s$  は 0 と考えてよいとおもわれる。

図 5.45 防護工を考慮した洗掘深の検討

が多く、又、洪水後の列車運転についても目視で防護工の流失の無い事を確認するまでは運転を再開しない等、安全側に過ぎる判断をしてきたきらいがある。一方、防護工が流失してしまった場合は、防護工の厚さを洗掘深の軽減とは見なせなくなるわけで、危険側、安全側の両面にわたり防護工の機能に対する評価が正当になされていなかったと言える。この点については本節の(3)に述べたような手法で防護工の効果を考慮した洗掘深の管理を行う等、その効果を活用する必要がある。

- 5) 橋りょうの災害防止に防護工の果たす役割は大きく、又、その機能は施工及び管理の状態の良否及び河床の変動と密接に関連する。従って、日常から洪水の状況や河床の変動状況と関連させた当該防護工の変状等の点検が不可欠であると言える。又、既往最大又は計画高水流量に近い洪水の際は、従来にはない河床の変動や防護工の変状の発生している可能性が高いので、そのような洪水後の列車開通には特に慎重を要する他、洪水後の点検では新しい知見の得られる可能性が多いので、特段の注意を払って詳細に検査を行う事が必要であるといえる。
- 6) 防護工の設計及び管理に際し注意すべきは、あくまで防護すべきは橋脚本体であり列車の安全であるという事である。従って、線区の重要度、河床の特性等を十分勘案して防護工を設計すべきであり、防護工そのものの被災を避ける事を第一義とすべきではない。防護工の機能に応じた警備体制を取るなどソフト面の配慮も合わせ検討して安全管理に万全を期するのが本旨であるのは言うまでもない。又、橋りょう周辺の防護工の設置により河川管理上好ましくない状況を引き起こさないよう配慮する事も合わせて必要である。

## 参 考 文 献

### 5 章

- 1) 岡田 勝也, 村上 温ほか: 統計的にみた橋脚の洗掘防止工(コンクリートブロック工)の安定度判定とその適用性, 鉄道技術研究報告 No.1287), 1985-2

## 6. 洪水に対する鉄道橋の安全管理

### 6.1 概 説

鉄道橋の安全管理のためには、日常から詳細に検査及び情報収集を行い、その結果にもとづいて想定される外力に対して健全度を判定し、橋脚本体の取替え、補強又は防護工の新設補強等を行うとともに、洪水時等の異常時には検査結果によりあらかじめ定めた技術的判断にもとづき警備を行い、必要に応じて列車の運転を規制する等、国鉄等においてもこのような流れで管理が行えるよう組織や技術基準を整備してきた。

しかしながら、このような目的で整備された組織等の体系が有効に機能するためには、橋りょうの被災の機構、健全度の判定方法、有効な防護の方法、適切な警備の仕組み等に関するしっかりした工学的知見が得られている必要がある。

一方従来鉄道における技術は、鉄道建造物そのものの列車荷重による挙動等もっぱら鉄道線路方面の課題に対して研究が進んでおり、洪水時の鉄道橋の安全管理に必要な河川に関する工学的知見等を十分取り入れた研究が進んでいたとは言えない。

本研究はこのような不都合を解消するため行われたものであるが、前章までの研究により洪水時の鉄道橋の被災の多くは洗掘による橋脚の倒壊又は傾斜であり、旧式で根入れが不十分であり且つ山間地又は扇状地河川の急流部に位置する橋りょうにこのような被害の多い事は、今回の研究の中で検討した手法により洗掘深を推定し、妥当な値の抗力係数を用いて安定解析を行えば、このような倒壊の機構が説明できることが分かった。又、洪水時の洗掘の深さは、橋脚周辺の局所洗掘深に河床変動の影響を加えたものであり、局所洗掘深の算定には、Tarapore の提案した型の式を用いて実用的には差し支えない事、河床変動の影響は河川の形態により異なり、中規模河床波の卓越する場合はその河床波の形態に応じて適切に基準面を定め、その面から洗掘深を算定する必要がある、一方小規模河床波の卓越する場合は、河床波の8割程度が洗掘深に影響を及ぼすと考えて良い事が分かった。又、洗掘防止のために用いられている防護工の機能及び安定性ならびに護床効果に関しても多くの研究成果が得られ、防護工を考慮した洗掘深の管理方法についても検討を加えた。

これらの研究成果は2.5において鉄道橋の被災の現状等を検討した結果摘出された検討すべき諸問題に対応しており、鉄道橋の安全管理のため取り入れるべき河川工学上の知見でもあると言える。従って、これらの研究成果から得られた知見を適切に活用する事により、洪水時の鉄道橋の安全管理が合理的に行い得ると考えられる。

そこで本章では本研究で得られた成果を有効に活用し洪水時の安全管理を確実に行うための方策について検討を進めた。そのため、まず鉄道橋の安全管理のため整備されている組織等の歴史と現状について述べ、続いて本研究の結果を用いて日常の安全管理を行う方法について提案し、更に異常天候時の警備システムについても検討を進めた。

以下これらについて述べる。

### 6.2 橋りょうの安全管理の歴史と現状

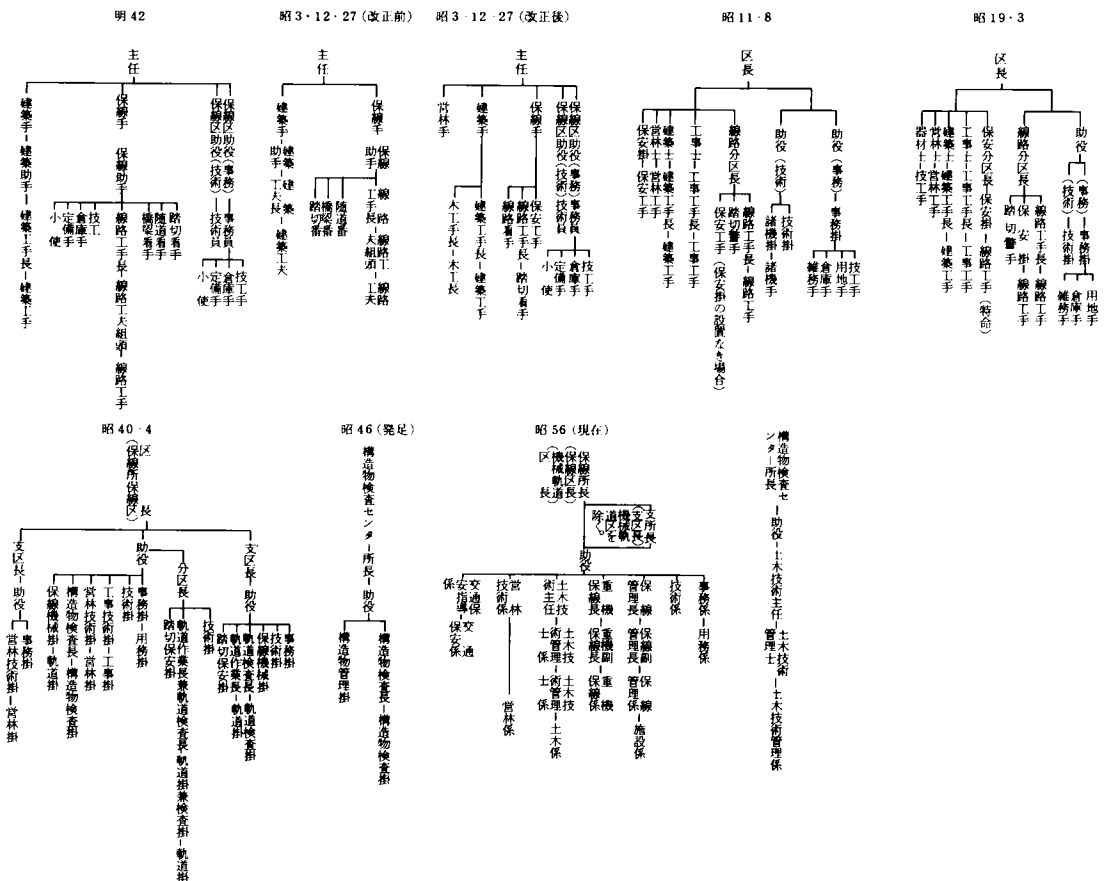
#### (1) 鉄道における建造物保守管理の組織<sup>1) 2)</sup>

国鉄は、橋りょう・トンネル等の土木建造物の他線路・建物・電気設備・用地等多くの施設を有しており、これらの施設は、鉄道路線網の進展にともない当初は多くのものを一括して1つの機関で管理していたものを、分離や統合を行いつつ施設の種類ごとに現業機関の分担を定めて保守管理している。又、保守

管理を作業として分析すると、日常の点検とその点検結果にもとづく補修、対外的な協議等が含まれ、これらの作業を1つの機関で行ったり、点検検査と補修の実施を別々の機関で実施したり等の措置をしており、橋りょう等の土木建造物に関しては触角的な検査と簡易な補修を保線区、高度な検査を構造物検査センター、大規模な補修は工事区という機関でそれぞれ行い、これらを取りまとめたの行政的管理は全国に29ある鉄道管理局の施設部工事課で行っている。以下、このような分担に至った経緯について述べる。

明治42年の鉄道の組織を見ると保線区という機関があり、土木建造物はこの中で建築手の分担となっており、建物と一体の管理であったと見られる。このような形態は開業直後から昭和初期まで同一であったようである(表6.1)。

表 6.1 土木建造物保守組織の変遷図



昭和11年初めて建築物として分離して管理される事となり、工事という名称の部門が出現している。この部門が以後余曲折はあるものの一貫して土木建造物の管理を担当し昭和40年にまで至るわけであるが、その名称にも表現されているように管理すなわち補修工事の実施という事で、今日常識とされている実態把握のための検査組織は独立して存在しておらず、業務のウェイトも工事の実施が主体で検査のウェイトは低かったと考えられる。

昭和40年前後は、各部門にわたって国鉄の組織が近代化された時期で、その潮流は、多くの直轄部門を有していたものを外注化した事、及び組織を統廃合して要員規模を圧縮し、一方で増加する業務量の吸収に努めたという事である。

土木保守部門もこの主旨にもとづき保線区の工事部門を工事と検査の2部門に分割する一方、簡易な補修工事を国鉄の直轄で実施していた工事工手長－工事工手という職種を廃止し、工事の施工は全面外注とし要員を合理化した。この組織変更の主旨は、上述の合理化の他、工事と検査が同一の部門では、災害の発生や輸送力の増加にともなう工事の急増によりどうしても工事の実施に時間が費やされ、検査点検がおざりになり建造物の実態把握が不十分となるという事態を防ぐ事、建造物の検査を独立した技術分野とし、有効な保守を行う事にあった。

昭和46年、国鉄経営状況の悪化と、一方では施設の増加による必要要員の増加に対処するため、土木保守部門においても更に組織の変更を行った。その概要は各保線区に分散して行っている検査のうち高度な技術を要する部分を統合し、各鉄道管理局に構造物検査センターという組織を設け、ここで実施する。保線区の検査部門は簡易な検査のみを分担し要員は縮減する。昭和40年以降検査部門の発足に伴い、行政及び技術指導のための検査技師を全国6つの支社単位に配置していたが、これを全管理局に配置して構造物検査センターの所長を兼ねさせる、というものである。このねらいは要員合理化の他、検査を各保線区で分散して行くと判断基準がばらばらになり、また、技術もレベルアップしないので、検査センターを設け技術レベルをアップすると言う事であった（この狙いはおおむね成功し、今日検査センターが建造物のドクター的役割を果たしている。）。

昭和56年、更に能率のよい体制として要員を合理化するため、保線区の工事・検査部門を統合して土木部門とし、一方検査センターは更に分担を増やし機能を強化した（表6.1）。これは昭和40年以前と異なり検査部門が検査センターの定着などにより技術分野として独立したため、保線区であえて検査部門の独立の必要のないこと、保線区の検査部門は触角的検査のみで職種としての魅力が薄く志気が停滞していたことを考慮したものである。

以上見て来たように国鉄においては土木建造物の安全管理のための組織は整備されていると言えるが、その歴史は発足が昭和40年と新しく、従ってこのような組織が有効に機能するための技術基準の整備はまだ不十分であり、今後の課題は多い。特に洪水に対する安全管理の分野でまだ未解決の問題が多いのはすでに述べた通りである。

## （2）建造物保守管理の技術基準

保守管理は専門の担当部門があり、ルールにもとづいて検査を行い、その結果に技術判断を加えて管理状態を把握する事で成り立つが、昭和40年以前はすでに述べたように専門の担当部門がなく、規程や技術基準も必ずしも整備されていなかった。

このような状況をカバーするため、それ以前には随時臨時的な実態把握が行われ、また一方で部分的な個々の技術に関して指導がなされている。以下今日の状況に至るまでの経緯を述べる。

明治初期にすでに土木建造物を含めた線路全般に対し「看視心得」が存在したが、橋りょうに関するコメントは特段ない。明治39年鉄道国有法により17社の民鉄を買収一体組織となったため、設計施工手法の異なる建造物が一挙に国鉄の管理となり、一方輸送量の増加、荷重の増加により旧式の橋りょうには耐荷力の不足するものも出現したため技術的な管理の強化が必要となった。

このため大正3年「既設橋梁監査心得<sup>3)</sup>」が公示され、この心得にもとづき橋りょうの実態把握が行われ

た。なおこの結果多数の橋りょうが強度不足であったが、財政事情の関係もありもっぱら臨時的補強措置でしのいだと言われている。

ついで大正12年「橋梁溝橋監査規程<sup>4)</sup>」が定められ、毎年2回全橋りょうを定期的に点検する事とされた。この規程を見ると「橋台・橋脚傾斜沈下基礎侵蝕形跡ナキヤ」という項目があり、当時の検査のポイントとして洗掘のチェックもあった事がわかる。この規程による監査の結果、旧民鉄線の橋りょうを中心に図面表示より根入れが1～2mも浅いものが発見されたと言われている。

昭和10年には「工務関係建設物図表整備心得<sup>5)</sup>」が制定され、橋りょうを始めとする各種土木建造物・建物・線路設備等の台帳図表類の整備が規程化された。大正時代以来の検査により判明した実状を整備する意図によるものと思われる。

以上のように、建設規程や設計基準など他の技術基準の整備がなされた大正末－昭和初にかけて、保守のルールについてもそれなりの体系が確立されたと言える。

その後は特段の変化がなく、昭和24年に経営形態が公共企業体に変更されたのを機会に保有資産の再評価の必要が生じ、昭和20年代末より30年代の中頃までに土木建造物の実態把握がなされ、始めて当時の時点での建造物の局別、線別、名称別、構造別、経年別の財産数量価格が明らかにされ、更に荒廃量（荒廃のための補強・改良・取替を必要とする建造物の数量及び必要工事費）が把握された。

すでに述べた昭和初期までの規程によりそれ以前にも実態は把握されていたはずであったが、必ずしも全国的なレベルでの実状はわかっておらず、土木建造物は半永久的資産であるという観念により部分補修や災害復旧の事後措置で処理がなされていた。しかし、この全国調査で意外に構造物の老朽劣化が進んでいる事がわかり、これらの適切な保守管理に関する技術基準を定めることが経営上にも重要な課題である事が認識された。これは官営時代には予算措置上も特段の問題はなく、建造物の保守が経営問題として扱えられる必要がなかったため、保守に関する技術も十分発達しなかったと考えてよい。

このような中で建造物の点検や保守の方法を当時の技術レベルで集大成した「建造物保守心得（案）昭和31年<sup>6)</sup>」が出され、昭和40年以後の組織及び規程の近代化への胎動となった（表6.2）。

昭和40年にすでに述べた検査部門が発足したのを機会に「建造物検査標準<sup>7)</sup>」が作成され、各建造物ごとに検査項目、検査周期等検査の方法が具体的に定められた（表6.3、表6.4）。これで検査の規程は定められたが、その結果をどう判断しどのタイミングでどのような措置をすべきかについては定めがなく、技術者の判断にばらつきが生じる事となった。又検査をくり返してもその結果が成果としての補修に結びつかないという事態が生じた。このため構造物検査センターの発足した第2次の近代化の機会に土木学会に委員会を設け、それまでの鉄道の保守技術を集大成して「土木建造物の取替標準<sup>8)</sup>」が昭和48年制定され、今日に至っている。この標準では、建造物の種別ごとに検査の結果、変状等の程度に応じてその劣化度、運転保安に与える影響度を、AA、A<sub>1</sub>、A<sub>2</sub>、B、C、Sとランク分けし所要の措置を取る事としている（表6.5）。これで一応点検をして結果を判断し、必要な保守を行うという規程の体系化は完成したと言える。しかし、その技術的内容で、あくまでこの時点の技術レベルにもとづいて作成されたものであるため、技術の進展に合わせ内容の改訂を行う事が今後の課題と言える。特に洪水時の鉄道橋の安全管理に関する分野では、例えば河川橋りょうの橋脚洗掘に対して必要な根入れ長については今村の研究にもとづいて橋脚巾Dの1.5倍を保守の1つの目安とすると定められているに過ぎず、それ以下の時どうすべきかについても明確に定められていない等未解決の問題が多く残されているのは既に述べた通りである。

表6.2 建造物保守心得（案）抜すい

橋りょう

一般事項

| 検査細目                        | 軽重度 | 検査種別 |    | 要領   | 備考   | 検査結果  | 措置要領                                     |                     | 状況分類 |
|-----------------------------|-----|------|----|--|--|---|--|---------------------|------|
|                             |     | 巡回   | 臨時 |  |  |   |  |                     |      |
| 〔一般事項〕<br>(1)河川の流心<br>変化の状態 | 甲   | ○    | 1  | <p>①流心変化の状態に注意する</p> <p>②河川管理者と密接な連絡をとり河川工事・制水工や護岸工事等の施行状態・将来計画等を調査する</p>  | 河川経歴表・線路平面図・位置平面図等に記録し整備する                   | 〔一般事項〕<br>(1)河川の流心変化、河床の勾配変化、その他の原因により発生されるおそれがあるとき | 河川管理者と協議して原因排除に努める                       | 協議<br>工事            | A・B  |
| (2)最高水位変化の状態                | 甲   |      | ○  | 河川管理者と直接に連絡をとり放水路・遊水池の新設等の調査をする  | 河川経歴表・橋りょう図等に水位の変化河川の基盤水位（中等潮位との関係）等を記録し整備する | (2)水位の変化、水上交通状態の変化その他により、空高又は径間が不適当となったとき           | 河川又は道路管理者その他と協議して往向拡張、橋りょう上、防護工、標識の設置をする | 協議<br>工事            |      |
| (3)河床勾配変化の状態                | 甲   |      | ○  | 橋りょうを中心として、上下流における砂・砂利等の採取状況・堆積・制水工・放水路の新設、その他河床勾配変化の原因となる諸条件の発生に注意する  | 河川経歴表に記録し整備する                                | (3)河床勾配変化の原因となる諸条件の発生があるとき                          | 河川管理者その他と協議して対策を講ずる                      | 協議                  |      |
| (4)水源池附近変化の状態               | 甲   |      | ○  | 本流支流の水源池附近の植林状態、森林伐さいの状況、ダムの新設その他出水に関係のある諸条件の変化を調査する   | 橋りょう図等に縦断面図を添付する                             | (4)水源池その他の環境の変化等により災害が予想される                         | 各管理者、その他の機関と協議のうえ原因排除に努める                | 協議                  | A・B  |
| (5)橋下空高径間の状態                | 甲   |      | ○  | つねに道路や河川管理者と密接な連絡をとり水位の変化、橋下の通過する船舶や自動車等の交通状態を調査する   | 橋りょう図に記録し整備する                                | (5)橋下空高径間の状態  |  |                     |      |
| (6)災害の状態                    | 乙   |      | ○  | 過去における災害の記録、古老の言等を調査する   | 主要災害記録表及び河川経歴表に記録し整備する                       | (6)災害の状態  |  |                     |      |
| (7)地下水位変化の状態                | 乙   |      | ○  | 基礎工に木杭鋼木等が使用されているときは、水位の変化を調査する  | 橋りょう図に記録し整備する                                | (7)地下水位変化の状態  |  |                     | A・B  |
| (8)運転の状態                    | 甲   |      | ○  | 1) 重運又三重運転の有無<br>現行最大入線機の型式とその橋りょう上における常用運転速度の変化に注意する<br>2) 運転制限箇所の逸反運転の有無   | 保守台帳に記録整備する                                  | (8)運転の状態  | 水位が低下して木杭や鋼木工が水位以上にあり、腐朽のおそれがあるとき        | 水位のこり上・補強又は取替の計画をする |      |
| (9)鉄部腐蝕の環境                  | 乙   |      | ○  | 1) 鉄道建造物の所在する地帯を調べ下記のように分類する<br>海岸地帯：潮風の影響ある範囲にあるもの<br>溪谷地帯：溪谷に陥り線区にあるもの<br>常時湿気ある地帯も含む<br>平谷地帯：上記以外のところ<br>2) 腐蝕を早める下記に示す、特殊な原因の有無と変化に注意する<br>洗炭水：洗炭水落下貨車の運転区間のもの<br>鮮魚水：鮮魚列車の運転区間のもの<br>潮水：海岸に近接し潮水を浴びるもの<br>煤煙：工場地帯・入換機関車などの煤煙の影響大なるもの<br>上記の地帯、特殊原因による腐蝕速度を観察す | ベイント塗着調査の特殊環境に記録し整備する                        | (9)鉄部腐蝕の環境  | 関係機関に注意を促す                               | 工事<br>通告            |      |

表6.3 建造物検査標準（抜すい）

## 1. 橋りょう

S. 40

| 検査項目                      | 検査細目  | 周 期<br>(年/回)  |
|---------------------------|---|---|
| 一 般 事 項                   | (1) 河相の状態<br>(2) 道路交通、舟運の状態<br>(3) 列車運転の状態<br>(4) 鉄部腐食の環境<br>(5) 橋下の使用状態<br>(6) 防護工及び欄干の状態<br>(7) 洪水時及び激浪時の転石、流木による影響 | 1<br>必要のつど<br>1<br>必要のつど<br>1<br>1<br>必要のつど   |
| 橋台、橋脚（制水えん堤、制水工等の防護工を含む。） | 一 般   | (1) 洗濯の状態 1<br>(2) 沈下、移動及び傾斜の状態 2<br>(3) ケタ座部の変状の有無 2<br>(4) 附帯防護工の腐朽、破損の状態 2                             |
|                           | コンクリート造、れんが造、切り石造   | (1) 基礎、く体部のき裂、風化、はく落、凍害 2<br>(2) 鉄筋露出の状態 2  |
|                           | 鋼 脚   | (1) 鋼脚支承部の異常の有無 1<br>(2) ボックス鋼脚の滞水の有無 1<br>(3) 部材破損の状態 1<br>(4) 塗装の老化と鉄部の腐食 2<br>(5) リベット、ボルト、ナットの弛緩、腐食 2 |

表6.4 建造物検査標準（抜すい）

## 1. 橋りょう

S. 46

| 検査項目                           | 検 査 細 目                 | 周 期 ( 年 / 回 )           |        |         |        | 備 考                      |                        |
|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|--------|---------|--------|--------------------------|------------------------|
|                                |                         | 基 本 検 査                 |        | 精 密 検 査 |        |                          |                        |
|                                |                         | 健全なもの                   | 不健全なもの | 健全なもの   | 不健全なもの |                          |                        |
| 一 般 事 項                        | (1) 河相の状態               | 2                       | 1 / 3  | 2       | 2      | 精密検査では、広域的な河相の状況をチェックする。 |                        |
|                                | (2) 道路交通、舟運の状態          | 2                       | 必要のもの  | —       | —      |                          |                        |
|                                | (3) 列車運転の状態             | 2                       | つど     | —       | —      |                          |                        |
|                                | (4) 鉄部腐食の環境             | 2                       | #      | —       | —      |                          |                        |
|                                | (5) 橋下の使用状態             | 2                       | #      | —       | —      |                          |                        |
|                                | (6) 防護工及び欄干の状態          | 2                       | #      | —       | —      |                          |                        |
|                                | (7) 洪水時及び激浪時の転石、流木による影響 | 2                       | #      | —       | —      |                          |                        |
| 橋台、橋脚<br>( 制水えん堤、制水工等の防護工を含む ) | 一 般                     | (1) 洗濯の状態               | 2      | 1 / 3   | —      | —                        | 精密検査では、動変位置を測定する。      |
|                                |                         | (2) 沈下、移動及び傾斜の状態        | 2      | 1 / 3   | 4      | 2                        |                        |
|                                |                         | (3) ケタ座部の変状の有無          | 2      | 1 / 3   | —      | —                        |                        |
|                                |                         | (4) 附帯防護工の腐朽、破損の状態      | 2      | 1 / 3   | —      | —                        |                        |
|                                | コンクリート造、れんが造、切り石造       | (1) 基礎、く体部のき裂、風化、はく落、凍害 | 2      | 1 / 3   | —      | 2                        | 精密検査では、橋く体応力をチェックする。   |
|                                |                         | (2) 鉄筋露出の状態             | 2      | 1 / 3   | —      | 2                        |                        |
|                                | 鋼 脚                     | (1) 鋼脚支承部の異常の有無         | 2      | 1 / 3   | 4      | 2                        | 精密検査では、応力のバランスをチェックする。 |
|                                |                         | (2) ボックス鋼脚の滞水の有無        | 2      | 1 / 3   | —      | —                        |                        |
|                                |                         | (3) 部材破損の状態             | 2      | 1 / 3   | 4      | 2                        |                        |
|                                |                         | (4) 塗装の老化と鉄部の腐食         | 2      | 1 / 3   | —      | —                        |                        |
| (5) リベット、ボルト、ナットの弛緩、腐食         |                         | 2                       | 1 / 3  | —       | —      |                          |                        |

表 6.5(1) 建造物の健全度判定区分と取替え時期

## 変 状 と 判 定 区 分

| 判定区分 | 運転保全等に対する影響         | 変 状 の 程 度      | 措 置               |
|------|---------------------|----------------|-------------------|
| A A  | 危 険                 | 重 大            | 直ちに措置             |
| A 1  | 早晚脅かす<br>異常外力の作用時危険 | 変状が進行し、機能低下も進行 | 直ちに措置             |
| A 2  | 将来脅かす               | 変状が進行し、機能低下の恐れ | 必要な時期に措置          |
| B    | 進行すればAランクになる        | 進行すればAランクになる   | 監 視<br>(必要に応じて措置) |
| C    | 現状では影響なし            | 軽 微            | 重点的に検査            |
| S    | 影響なし                | な し            |                   |



表 6.5(2) 判定区分と措置

| 判定区分 | 具 体 的 措 置   |
|------|---|
| A A  | 運転保安および旅客公衆などの安全を脅す主機能にかかわる変状または欠陥があり、直ちに取替え、補強、使用停止等何らかの措置を必要とするもの。  |
| A 1  | ① 変状または欠陥があり、それらが進行して、構造物の機能を低下させつつあるもの。<br>② 大雨、出水、地震等により、構造物の機能を失うおそれのあるもの。前二項の変状または欠陥で、運転保安および旅客公衆の安全確保のためまたは正常運行確保のため早急に措置を要するもの。 |
| A 2  | 進行している変状または欠陥があり、将来それが建造物の機能を低下させ、運転保安および旅客公衆の安全ならびに正常運行確保を脅かすおそれのあるため措置を要するもの。   |
| B    | 変状または欠陥があり、将来 A ランクになるおそれのあるもので、監視を続けるとともに、必要に応じて措置するもの。  |
| C    | 転微な変状または欠陥で、進行の停止もしくは再発のおそれのないことが確認されないもの、あるいは環境条件の影響を受けやすいもので、定期検査、臨時検査の際重点的な検査を必要とするもの。   |
| S    | 健全なもの。  |

〔「土木建造物の取替え標準に関する研究委員会」(昭和49年3月土木学会：委員長 沼田政矩)による。〕

### (3) 異常天候時の運転保安

日常から建造物の実態を点検し、必要な保守を行って建造物の機能を維持し、常時輸送を確保するのが理想であるが、建造物の耐力を上回る地震・洪水等の自然災害が発生すれば、建造物の破損は免れない所である。このため異状天候時には警備を行い、必要に応じて列車運転を規制して保安を確保する必要がある、現在そのような体制が規程等により定められている。以下このような保安体制の歴史及び現状について述べる。

当初の線路の保安管理は特に異常時についての定めはなく、常時監視となっていたようで「鉄道運転規程<sup>9)</sup>」(明治33年8月逓信省令第34号)によると、

第2条 線路ハ列車運転上危険ノオソレナキ様、常ニ工夫シテコレヲ巡視セシムベシ。線路ハ毎日少クトモ1回線路係員ヲシテ、ソノ状態ヲ監視セシムベシ。列車運転上特ニ注意ヲ要スル場所ニハ番人ヲ置キ常ニコレヲ看手セシムベシ。

となっている。

天候異状時の警備方法を初めて定めたのは大正12年の「天災事変警備心得<sup>10)</sup>」で、この中では、

- ① 線路班ごとに非常召集計画表を作成する。
- ② 警戒の方法は、第1種(線路班全員)と第2種(線路班の半数)とする。
- ③ 命令がない場合でも危険と認めた時は、出務受命の義務がある。
- ④ 事故(災害)を発見した場合の処置方法

が定められている。これを見るとこの時点では、出動する基準となる天候状態、出動した後線路や建造

物の危険度を判断するための目安はまだ定めがなく、それぞれ責任者の経験による判断にまかせられ、沿線に多数居住する職員の大量動員という人海戦術で保安に努めていたと考えられる。

洪水時河川に関して何を監視しどう判断するかについては、大正10年に「量水標設置規程」<sup>11)</sup>が定められ、更に昭和4年これが改正されて、

- ① 量水標の設置対象箇所
- ② 増水時の処置（警備を必要とする最低水位を明示する）
- ③ 洪水位図表の作成

が定められている。警備を要する洪水位の判定当は技術者の判断に頼ったわけであるが、規程としての一応の整備は設計等と同じく大正末から昭和初めにかけて出来上がったと言える。

その後昭和18年「天災事変警備心得」が改正され警備の方法を

- ① 固定警備（警戒を要する個所に警備員を固定させる）
- ② 巡回警備（管内全般を巡回する）

の2通りとし、又警備種別は第1～第3種とし、出勤人員をそれぞれ全員、1/2、1/3とした。これは警備の方法を合理化し必要人員を減らしたもので、背景としては戦争による要員不足があったと考えられる。

警備を行う動機としては当然悪天候を予想してという事になるが、第2次大戦前までは責任者の判断という事で定量的な定めはない。昭和30年代に至り、降雨量を観測してその多寡により警備出動を判断する一方、列車の運転に関しても徐行・停止を行うという手法が取り入れられ、沿線に20～30 Km 間隔で雨量計が設置され、かつ雨量計に警報機が連動でセットされ、機械的に警備出動や列車規制を行うようにした。

このように警備の装置化が進んで来ると、次に問題になったのは基準となる雨量強度や降雨量を定める技術判断であり、一方河川橋りょうの規制水位の決定に際しても技術判断が必要であった。しかし、これらはすべて責任技術者の判断にまかせられていたため、管理局境界や保線区境界が異なると突然規制雨量が急変するという事態が生じたり、規制水位等についても定量的判定の自信がないため過度に安全に設定される傾向となり、いたずらに運転の混乱を招くという状況となった。

以上の状況の他、構造物検査センターの発足や取替標準の制定等で保守の体系が整備される環境となったため、運転保安の管理についても定性的、定量的により具体的な判断基準が必要となった。この結果昭和47年に「降雨に対する運転規制基準の作成要領」<sup>12)</sup>が制定された。その主な内容は、まず降雨量による規制の方法については

- ① 管内を近似的な降雨特性を有するブロックに分割し、各ブロックの主要駅に警報機付雨量計を設置し、所定の降雨量に達すれば自動的に運転規制を行う。
- ② 列車の徐行、運転休止発令の基準雨量は、当該ブロック内の過去の災害実績から時雨量・連続降雨量と災害発生との相関性を求めて決定する。
- ③ 管理局・保線区の境界では徐行・運転休止の発令基準を統一する。

というものである。

洪水時の橋りょう地点での運転規制については

- ① 水位ごとに洗掘深を想定して橋脚の安定性を検討し、安全率1.5で徐行、1.2で停止とする。
- ② 橋りょうの洪水位と桁下との余裕に応じて徐行・停止の規制をする。

③ 橋りょう背後の盛土に対する浸水の恐れに応じて徐行・停止の規制を行う。

以上①②③で定まる水位の内、安全側の水位で規制を行う、というものである。但し洗掘深の想定の方法、安定計算の具体例は示されておらず、技術者の判断による事となっている。又、何故安全率が1.2及び1.5かについての技術的詰めはなされていない。これは他の保守体系が整備される中で制度の整備が急がれたため、もっぱら当時行われていた手法の平均値をそのまま採用した事による。その後は、特段の技術的進展のないまま本研究の発端となった富士川橋りょう事故の発生となったわけで、洗掘深の正確な推定などは未解明のまま今日に至ったわけである。又、警備及び運転規制の体制に入る発端は上に述べたように沿線の雨量計によっており、河川流域の降雨量により洪水水位が左右される大河川では必ずしも妥当な方法ではない。しかしこの点も盲点となったまま今日に至っている。

#### (4) 建造物検査技術の現状

(1)～(3)に述べたように、昭和40年～昭和47年にかけて定期的に橋りょうの検査を行い、その結果にもとづいて補修を実施して保安を確保する一方、補修の不十分な場合や橋りょうの耐力以上の災害の予測される時は、列車の徐行・停止により保安を確保するというシステムが整えられた。しかし、上記各項の中で述べられたように、これらの体系を支えるべき技術の研究は洗掘深の推定を始めとして未だ不十分な所が多い。以下このような現状について検査の手法及び洗掘の予測等を中心に述べる。

橋りょう下部構造の検査内容については、すでに述べたように昭和31年の保守心得以前は定性的な検査上の注意が指導されているに過ぎなかった。しかし、保守心得ではかなり詳しく必要な検査の項目や着目点について記されている。橋りょうに関しても、河川の流心の変化、河床勾配変化、水源地の変化等にも着目し、河川経歴表、河川縦断図等を整備するのが理想とされている(表6.2)。しかし、この心得の内容は肝心の検査の組織や規程がなかったこともあり、ほとんど実施されていない。昭和40年検査体制の発足に伴い検査標準が規程化されているが、ここでは河相の状態、防護工及び標識の状態、洪水時及び浸食の転石、流木による影響を、健全なものは2年に1回、不健全なものは1年に3回検査するよう示されているに過ぎないなど、保守心得の内容よりむしろ後退している。これは検査標準には基本のみを示したということと、当時の検査担当者の技術レベルを考慮した事によると思われる。この状況は昭和47年の検査標準の改訂でも改正されず、ようやく今回の近代化に際し、検査標準を具体的な作業にブロードダウンする教科書として「土木建造物検査の手引き」<sup>13)</sup>が作成され、その中に保守心得の中にあった着目点が復活し、今日に至っている(表6.6)。

検査手法としては、基本的には目視及びテープ等による測定が主体であるが、国鉄独自のものとして堀松の研究にもとづいて示された「振動による橋りょう下部構造の健全度制定指針」<sup>14)</sup>(昭和40年)によって行い振動沈下試験がある。これは列車通過時に橋脚上部に振動計を設置し、更にダイヤルゲージを併用して列車通過による橋脚の振動と沈下の状況を測定し、水中等にあり目視で判定できない橋脚の健全度を判定しようとするもので、洗掘に関してもこの手法により間接的な検測及びこれにともなう健全度の判定が指導されている(表6.7～表6.9)。

しかしながらこの手法も水中や土中の基礎の支持力の推定には有効であるが、洗掘深の推定は表に見るとく極めて間接的で必ずしも有効な方法ではない。

このように、検査手法が確立されていないこと及び鉄道線路はレール方向に沿った管理が長年の伝統であることより、橋脚の洗掘状況の検査の実状を見ると、もっぱら橋りょう付近の河川横断を定期的に測定し、洗掘状況の管理としているのが通常で、河川の縦断方向への幅広い検査や防護工の状況も含めた

総合的な検査は十分行われていない。

表 6.6 土木建造物検査の手引き抜粋

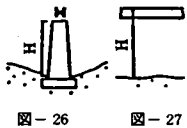

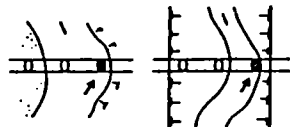
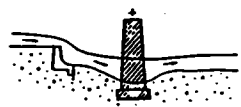
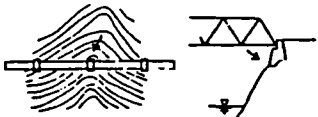
| 主な検査項目                   | 重点的に検査する部分等の例   | 重点的に検査する対象の例   | 注意する環境変化等  | 取替の考え方<br>等関連ページ |
|--------------------------|---|--|--|------------------|
| 〔2〕橋台・橋脚<br>1 根入れの<br>状態 | <p>ア) 流水を<br/>直接受け<br/>るもの</p> <p>① 橋台前面、橋脚周辺の河床<br/>(図-25)</p> <p>② 既設根固工(図-26)</p> <p>③ 流心、砂州の著しい変化</p> <p>④ 流水の変化</p> <p>図-25</p>  <p>図-26 図-27</p>  | <p>① 洗掘による災害歴があるもの</p> <p>② 根入れ比、根入れの少ないもの(扇状地、<br/>山間小平地に多い)</p> <p>③ 砂礫、砂地盤上の直接基礎、短かい井筒<br/>基礎(扇状山間小平地に多い)(図-27)</p> <p>④ 振動沈下データーの異常なもの</p> <p>⑤ 流心部のもの、河川の攻撃地形及び流水<br/>蛇行部の外縁部のもの(図-28)</p> <p>⑥ 上流側のえん堤等の影響で、平時より近<br/>辺の河床の下っているもの(図-29)</p> <p>図-28</p>  | <p>① ケタ冠水の有無</p> <p>② 大きな出水時の水位</p> <p>③ 河床低下や流心変化を与えるよ<br/>うな砂利採集、河床整理</p> <p>④ 河川改修工事の進捗、上流部へ<br/>のダム、えん堤等の新設、護岸改<br/>良、河川工作物の新設等</p> <p>⑤ 隣接橋脚への根固工や外巻コン<br/>クリートの施工</p> <p>図-29</p>  | P.365<br>P.381   |
|                          | <p>イ) 流水を<br/>直接受け<br/>ないもの</p> <p>① 橋台、橋脚周辺の地山</p>   | <p>① 傾斜地で降雨時の表面水が集中し易い部<br/>分にあるもの(図-30)</p> <p>② 下部の斜面が侵食され易いもの(図-30)</p> <p>図-30</p>   |  |                  |

表 6.7 単位沈下量の標準値

単位 mm/tf

| 基礎地盤        | 鉄 け た        |              | コンクリートけた     |              |
|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|             | 橋 台          | 橋 脚          | 橋 台          | 橋 脚          |
| 岩 盤         | 10/10,000 以下 | 15/10,000 以下 | 10/10,000 以下 | 10/10,000 以下 |
| 締った砂礫等堅硬な場合 | 15/10,000 以下 | 25/10,000 以下 | 15/10,000 以下 | 20/10,000 以下 |
| 緩い砂、粘土等の場合  | 30/10,000 以下 | 50/10,000 以下 | 30/10,000 以下 | 40/10,000 以下 |

表 6.8 振動の物理量と基礎の状態

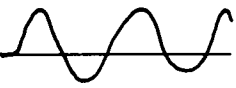
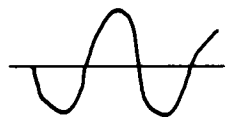

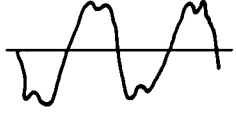


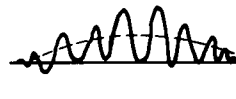
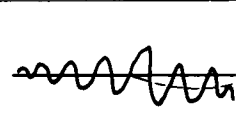
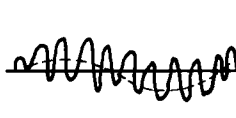
| 記<br>号 | 物 理 量          |                 |               |               | 橋 脚 の 状 態                |
|--------|----------------|-----------------|---------------|---------------|--------------------------|
|        | 全 振 幅 $2 a$ 距離 |                 | 周 期 $T$ sec   |               |                          |
|        | $2 a < 0.70$   | $2 a \geq 0.70$ | $T \leq 0.35$ | $T \geq 0.35$ |                          |
| A      | ○              |                 | ○             |               | 健 全                      |
| B      |                | ○               | ○             |               | 基礎支持力不足                  |
| C      | ○              |                 |               | ○             | 基礎部弱化または<br>基礎支持力不均等     |
| D      |                | ○               |               | ○             | 基礎支持力不足または不均<br>等かつ基礎部弱化 |

つぎに洗掘深の予測に関しては多くの研究があり、予測式も多数提案されている。しかしながら、鉄道の技術基準においてこれらの式の内どれをどういう場合に使うのか定まった指導はなく今日に至っている。数値計算により洗掘を予測すること自体が実用化されたのはそう古いことではないと思われますが、文献等によると比較的多用されていたのは石原博士の提案及びLaurzenの予測式である。これは石原博士が昭和23年に運輸省においてこれらのテーマに関しては初めて鉄道技術者に本格的に講演された事及び昭和32年に鉄道技術研究所が日本で初めてLaurzenの研究を紹介し部内指導を行ったことによると思われる。更に本社施設局土木課の今村が昭和34年、昭和25年～33年の災害実績により被災橋りょうの洗掘深を1.6Dと橋脚幅の関数として整理し、部内技術雑誌に公表したことにより、以後はこの研究をもとに洗掘深をおよそ1.5Dと予測するのが国鉄部内における洗掘深推定の目安として多用されている。また、ごく最近<sup>15)</sup>は土研の須賀らによる研究成果が使用されているが、これは技術村石の同研究の国鉄部内への紹介が端緒となっている。

このような状況になったのは、1つにはこれらの式により推定した値がしばしば過大な値を示し実用上適合しなかったり、複数の式による試算の結果に差異が大きいなどの理由で現場技術者がこれらの式の妥当性に疑念をいだいていた一方、実際にはこれらの式を使用しても実用上決定的な不都合も生じなかったためと考えられる。従って先に述べる取替標準では、水深と洗掘の実績をグラフ化して判定する方法を提案しているが、これも実用的でなく実施されていない。いずれにせよ事柄の困難性もあり、これらの不都合が深く追求されないまま今日に至っているのが実状である。

このような検査内容、検査手法、洗掘深の計算法等が確立しないため、せっかくの組織や規程の整備が十二分の威力を発揮していないのが実状である。

表6.9 振動波形と橋脚の状態

| 記号 | 波 形   | 特 徴                   | 物理量 | 該 当 す る 弱 点 部 |      |       | 推定される橋脚の状態                       |
|----|---|-----------------------|-----|---------------|------|-------|----------------------------------|
|    |   |                       |     | 躯体上部          | 躯体下部 | 基 礎 部 |                                  |
| 1  |    | 線形滑らかであり正弦波に近いものの     | A   |               |      |       | 健 全<br>標 準 型                     |
| 2  |    | U字型先端<br>極端に丸し        | A   |               |      |       | 健 全<br>基礎側面不良<br>あり得ず            |
|    |   |                       | B   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | C   |               |      |       |                                  |
|    |   |                       | D   |               |      |       |                                  |
| 3  |    | 菊の花弁状<br>先端鋭し         | A   |               |      | ○     | 躯体破壊<br>基礎軟弱<br>杭頭不良             |
|    |   |                       | B   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | C   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | D   |               |      | ○     |                                  |
| 4  |    | 花弁状先端<br>丸味あり         | A   |               |      | ○     | 同 上                              |
|    |   |                       | B   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | C   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | D   | ○             |      | ○     |                                  |
| 5  |   | 鋸 歯 状<br>(ピビリ)        | A   | ○             |      |       | 躯体不良<br>目地切れあり<br>桁座付近に欠陥あり      |
|    |   |                       | B   | ○             |      |       |                                  |
|    |   |                       | C   | ○             |      |       |                                  |
|    |   |                       | D   |               |      |       |                                  |
| 6  |  | 稲 妻 型                 | A   |               | ○    | ○     | 躯体に亀裂あり<br>目地切れ著じるし              |
|    |   |                       | B   |               | ○    | ○     |                                  |
|    |   |                       | C   |               | ○    | ○     |                                  |
|    |   |                       | D   |               | ○    | ○     |                                  |
| 7  |  | 振動中心軸<br>片方に極端<br>に偏倚 | A   |               |      | ○     | 地盤不均等性大地盤<br>拘束力不足<br>振幅偏倚側に洗掘あり |
|    |   |                       | B   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | C   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | D   |               |      | ○     |                                  |
| 8  |  | 基線のずれ                 | A   |               |      | ○     | 地盤反力不足<br>橋脚傾斜                   |
|    |   |                       | B   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | C   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | D   |               |      | ○     |                                  |
| 9  |  | 二次周期あり                | A   |               |      | ○     | 洗掘のおそれあり<br>地耐力不足                |
|    |   |                       | B   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | C   |               |      | ○     |                                  |
|    |   |                       | D   |               |      | ○     |                                  |

### 6.3 洪水に対する橋りょうの安全管理システム

本節ではこれまでの研究の成果を用いて洪水に対する鉄道橋の安全管理を行うシステムについて検討する。安全管理に際し組織及び技術基準を整備し、日常から詳細な検査及び情報収集を行い、健全度を判定し、不健全な場合は必要な補修を加え、天候異常時には警備を行うというシステムの基本は、長年の経験を経て完成された体系であり、今日の技術レベルから見ても妥当なものであると考えられるのでその基本は変える必要はない。ここでは、このような体系に沿って管理を進める内容について具体的に述べることとする（図6.1）。

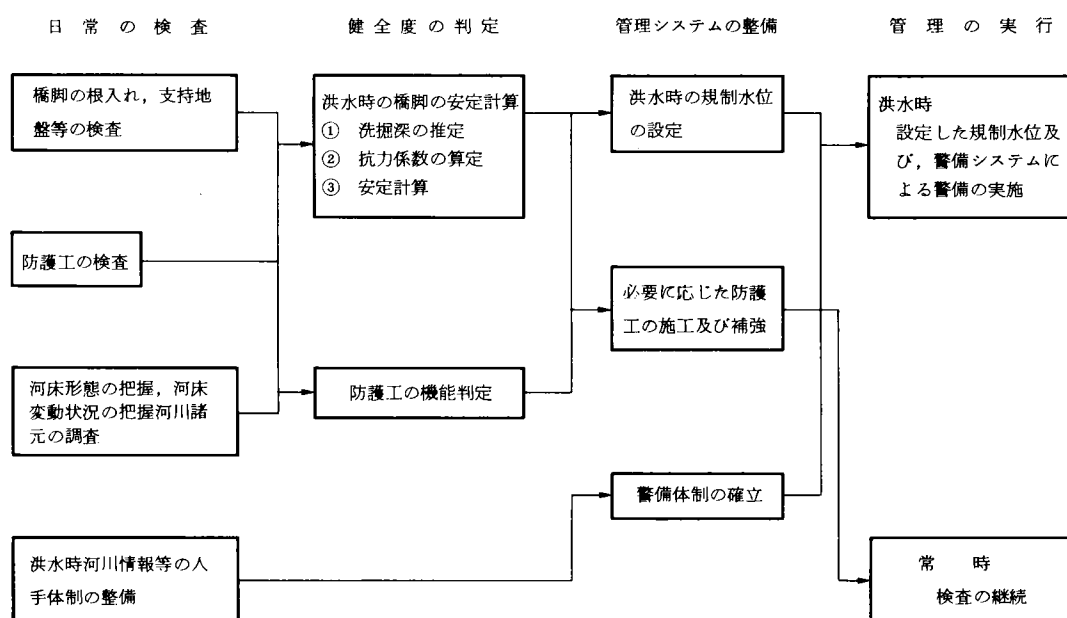


図6.1 新しい橋梁管理システムの基本

#### (1) 検査及び情報の収集

従来の鉄道橋下部工の検査は、前節にも述べたように、点検及び振動沈下試験等下部工本体の健全度の判定作業が主体であり、河川に関する情報としては架橋地点の横断面を定期的に測定するのみであった。しかし本研究により橋りょうの被災と河川形態・河川緒元が深く関係する事、防護工の機能が重大な関係を有する事がわかった。又、災害時の確実な情報伝達も重要である事がわかった。従って、今後の日常の検査、情報収集では次の諸点に力点を置く必要がある。

- ① 河床形態により局所洗掘深に及ぼす河床波の影響が異なる。このため河床波の形態を把握し、更にはその大きさを航空写真等も使用して判定しておく必要がある。
- ② おおむね流域面積が1,000 km<sup>2</sup>以下、河床勾配1/300以上でかつ河床材料粒径が大きい場所で根入れの小さい橋りょうが多く、被災も多い事がわかった。従って日常よりこのような河川諸元を把握しておく必要がある。
- ③ 防護工の施工範囲の決定や上記の被災の有無のめどをつけるのに、河床材料の諸元の把握が必要

である。従って河床材料の検査も今後必要である。

④ その他、河川縦横断の現在より幅広い検査、改修計画又は改修の実施の情報収集等、河川関係資料の収集及びそのための河川関係者との密接な連携が必要である。

⑤ 防護工の果たす役割りが重要であり、その状態により流水時の橋脚の安定が左右される事がわかった。従って防護工に関しても橋脚本体と同様に変状その他の点検が必要である。特に洪水直後は多くの情報が得られるので詳しい検査を行うのが望ましい。

## (2) 健全度の判定

(1)に述べた検査により得られた資料により健全度を判定する。その手順は次の通りとする。

- ① 橋脚の基礎状態の把握、たとえば岩着かどうかの把握。
- ② 防護工の有無及び河床形態の状況その他の条件を考慮し、洗掘深を推定する。
- ③ 推定した洗掘深と提案された抗力係数により安定計算を実施。
- ④ 安定計算の結果にもとづき健全度を判定し、一方で警備の水位を判断する。
- ⑤ 健全度が不十分な場合は防護工を施工する。防護工が既施工であれば、その状況の点検結果にもとづきその機能度を判定し、必要があれば補修を行う。
- ⑥ 従来行っていた橋脚く体の劣化度の判定等が合わせ必要なのは言うまでもない。

## (3) 洗掘深の推定

(2)の健全度の判定に際し必要な洗掘深の予測については、3.3に述べた従来の予測式の比較検討、3.4で実施した円柱橋脚についての実験、4.2～4.4で行った河床変動についての研究及び5.3～5.4における防護工の機能及び護床効果に関する研究の結果をまとめ、次のように提案できる。

### 1) 局所洗掘深の予測

橋脚の局所洗掘深の予測には図3.78に示すTarapore型の予測式を用いて実用上差し支えない。この場合水平ラインには $Z/D = 1.45$ が最も適当である。すなわち

$$\left. \begin{array}{ll} (Z/D) = 1.45 (h_m/D) & (h_m/D < 1) \\ (Z/D) = 1.45 & (h_m/D \geq 1) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6-1)$$

となる。 $h_m$ を平均水深、 $D$ を橋脚幅、 $Z$ を洗掘深とする。

### 2) 河床波の影響の加算

① 小規模河床波の卓越する場合；水深が比較的大きく、かつ水深・粒径比が大きな水量領域で生ずる小規模河床波は、その波高の約8割程度が局所洗掘深に影響する。但し、このような小規模河床波が議論の対象となる河川では一般に橋りょうの基礎はケーソンが用いられている場合が多く、根入れも十分にあり、防護工により局所洗掘の発生防止ができる等の理由により、とりわけ下部工の洗掘が問題となるケースは少ないと考えられる。

② 中規模河床波の卓越する場合；表4.5に述べたように河床波の形態に応じ次のように基準河床面を選定する必要がある。

#### 1. 橋脚部の河床高を基準面としてよい場合

- ・ポイントバーの発生する場合
- ・単列砂州ではあるが、みお筋の固定化されている場合
- ・中規模河床波の顕著に存在しない場合



2. 平水時の橋脚付近の最深河床位置を基準面とする必要のある場合

- 単列砂州の発生する場でみお筋の移動する場合
- 複列砂州の発生する場合

いずれにしても単純に橋脚の周辺を管理するのではなく幅広く河床状況を把握し、その経時変化についても十分に注意する必要があると言える。特に、近年問題となっている深掘れが継続しているような河川においては、基準河床面が少しずつ低下している場合もあり、十分な監視が必要となる。なお河道中央部に設置された橋脚については、局所洗掘深に河床波の影響として1mを加算すればよい。

3) 防護工のある場合の検討

① 橋脚付近に重量物を設置するタイプの場合

洪水時の流速等の水理量と防護工の機能を比較し、その流失の有無を判定する。その結果、防護工の流失しないと判断される場合は橋脚は安全と考えて良い。防護工が流失したと考えられる時は式(6-1)を用いて洗掘深の推定を行う。但し、防護工の施工範囲が、予想される洗掘深と河床材の粒径より算定した必要な範囲より広い必要がある。

② 橋脚周辺を杭等で囲い、橋脚と一体として機能させるようにしている場合、基本的には洗掘深の推定には式(6-1)を用いる事となる。但し、計算にあっては橋脚幅として囲い幅を考える必要がある。実量物を設置する方式の場合でも、防護範囲が不十分な場合は、防護工の外縁を橋脚径とみなし同様の計算を行う。以上の諸点を要約すると表6.10のようになる。

表6.10 洗掘深の推定に対する考え方まとめ

| 局所洗掘深の算定   | 河床波の影響の算定   | 防護工の影響の導入   |
|--|---|---|
| <p>Taraporeの提案した型の式を下記のように用いる</p> $Z/D = 1.45 h_m / D$ <p>(<math>h_m / D &lt; 1</math>)</p> $Z/D = 1.45$ <p>(<math>h_m / D \geq 1</math>)</p> <p><math>h_m</math> : 平均水深<br/> <math>D</math> = 橋脚幅<br/> <math>Z</math> = 洗掘深</p> | <p>1 中規模河床波の卓越する場合</p> <p>1) 中規模河床波の形態を明確に定め得る場合<br/> その形態に応じ表5.5に示した基準面より局所洗掘深を取る</p> <p>2) 河道中央部の橋脚<br/> 局所洗掘深に1mを加算する</p> <p>2 小規模河床波の卓越する場合<br/> 局所洗掘深に河床波の大きさの80%を加算する</p> | <p>1 掃流力に抗するタイプの防護工の場合</p> <p>1) 防護工のタイプと施工の状況より推定した流失流速より洪水時の小さい時、洗掘が進まないと考えてよい</p> <p>2) 上記より流速の大きい場合又は明らかに防護工が破損したとみなし得る場合、防護工がないとして算定する</p> <p>2 シートパイル等で囲うタイプの防護工の場合<br/> 防護工外径を橋脚径とし防護工底面を橋脚底面とみなして算定する</p> |

#### (4) 抗力係数と倒壊に対する安全率

(2)に述べた健全度判定を行うため、洗掘深が推定された後橋脚の安定計算を行う際に用いる抗力係数については、3.5で実施した安定解析及び3.6で実施した実験の結果、国鉄の基準として従来用いられていたものより土屋の提案のものの方が実情に合う事が分かった。従って、今後は従来の抗力算定式

$$P = K \cdot A \cdot V^2 \dots\dots\dots (6-2)$$

において  $K = 2Cd$  とする。

ここに、 $K$ は今回の提案値、 $Cd$ は国鉄建造物設計標準に定めた従来の抗力係数を示す。

次に(2)で述べた安定計算にもとづき洪水時の規制水位を定めるに際し、従来は設定した水位により推定した洗掘深の分だけ土被りが減少するとして安定計算し、倒壊の安全率が1.5になるような水位を徐行水位とし、同じく1.2となるような水位を停止水位とするよう指導されており、この他警備に出動する余裕時分を見て固定警戒を行う水位を定めている。

今回の洗掘深の推定の手法の提案で洗掘深がより正確に算定される事を考慮に入れると、直接基礎形式の橋りょうの場合は従来の方式でも特段問題はなく、従来と同様の考えでよいと判断される。しかしながら、ケーソン基礎形式の場合は安定計算に関係する因子が多く、一方一般に根入れが深いので、転倒安全率での水位の設定は合理的と言えない。したがって、計算上転倒に至るまでの根入れ長の余裕と水位の上昇による洗掘深の増加を比較検討し、更に警備に出動する余裕時分等も勘案して規制水位を定めるのが合理的と言える。

#### (5) 防護工の施工

検査及び安定計算により健全度が不十分とされた場合は防護工の施工が必要であり、防護工が既設でその機能が十分でない場合は補修が必要となる。このような場合の防護工の施工に関しては5.3、5.4の研究結果より次のように言える。

1) 山間地、扇状地河川の急流部等で直接洗掘を防止する場合は、籠工、蛇籠工、コンクリートブロック工等の根固工が採用される。このような根固工の施工に際しては次の諸点に配慮する必要がある。

- ① 防護範囲は少なくとも橋脚周囲より洗掘深及び河床材料の水中安息角を考慮して算定した必要範囲以上とする。
- ② 可能なら根固工の上に河床材料が堆積するのが望ましく、そのため根固工を河床面以下に施工する事は極めて有効である。
- ③ 河床全体との関係を常に配慮しておく必要がある。

2) このような根固工のなかで最も多用されかつ耐久的であるのはコンクリート根固めブロック工であるが、その施工に際しての留意点は次の通りである。

- ① 耐久力を増すためには一般にブロックの重量が増やされるが、ブロック相互の緊結を良くし一体として抵抗し得るようにする事のほうがより重要である。
- ② 防護工の上流側は剝離破壊されにくい重いタイプが必要であり、下流側では河床とのなじみのよい屈撓性のものが有効である。
- ③ 橋脚周囲において馬蹄型渦による吸い出しが生ずるので、その防止策を施しておく事が望ましい。
- ④ ブロック工を2層以上に施工すると極めて耐久的となるが、ブロック工の下に捨石工等を併合して使用し、吸い出し防止とブロックの安定性を向上させる事によっても同様の効果を期待し得る。

設計の目安をつけるためにその機能の判定が必要であるが、コンクリートブロック工の耐え得る流速についてはおおよそ次のように言える。

- ① 耐え得る下限の流速は単位としてのそれに見合う  $3\text{ m/s}$  である。
  - ② 施工の良否や河床状態との関連で耐え得る流速は  $3\sim 7\text{ m/s}$  の間にばらつく。
  - ③ 流速  $8\text{ m/s}$  以上に對抗するには場所打ちコンクリートによる大単位のブロックの施工が必要である。
- 3) 河川の緩流部でシートパイル等の打ち込みが可能な場合は、直接洗掘を防止する方法を取らずシートパイル等で橋脚を囲い、洗掘が進んでも倒壊が生じないようにする方法が採用し得る。このような場合は橋脚径が太くなったのと同じ状態となるため、河床の深掘れ等河川管理との関連が必要である。

なお、このような緩流部でも根固めブロック工を採用している例があるが、一般にこのような場では局所的な洗掘が生じても橋りょうの根入れが十分であり被災例は少ない。不十分な防護を橋脚周辺のみ施工するのは、むしろマイナスになる場合があるので注意する必要がある。

#### 6.4 洪水時の橋りょう警備システム

##### 6.4.1 概 説

天候異常時の列車運転保安確保のシステムとして、国鉄では「線路等災害警備基準規定」<sup>16)</sup>により職員を出動させて警戒を行い、「運転取扱基準規定」<sup>17)</sup>により列車の徐行または停止を行う事としており、出動すべき雨量、徐行の速度などその具体的内容は全国の鉄道管理局のスタッフが「降雨に対する運転規制基準作成要領」等を参考に現地の状況を判断して定めているのは6.2に述べた通りである。

この中で洪水時の河川橋りょうの警備については、次のようになっている。

- ① まず鉄道沿線の業務機関に設置した雨量計が過去の災害例を参考にして定められた所定の雨量に達した時に職員を出動させる。
- ② 出動した職員は河川橋りょうも含め線路沿いにあらかじめ定められた要注意箇所を巡回し、異常の発見に努める。特に必要な箇所では「固定警備」を行う。
- ③ 各橋りょうに関しては量水標などで水位を観測する事になっており、別に計算等で定められた水位の内、警戒水位に達した時は職員が上述の固定警備を行い、更に水位が上昇して徐行水位に達した時は列車を徐行させ、停止水位に達した時は列車運転を中止する。
- ④ 警戒・徐行・停止となるのは洗掘により橋脚の安定が保ち得ない恐れのある場合、増水によりけたが冠水または流失の恐れのある場合、橋りょう背後の土工区間で浸水、流失の恐れのある時である。
- ⑤ この内洗掘による橋脚の安定については技術者の判断により選択した洗掘深推定法により水位毎に洗掘深を推定して安定を計算している。

しかしながら、このシステムでは2.5などで述べたように、次のような問題点がある。

- 1) 鉄道沿線に設置した雨量計の示度により警備に出動するため、必ずしも河川の洪水のタイミングと一致しない。特に流域の広い河川の上流部に豪雨が合った場合が盲点となる恐れが多い。

これは警備システムが橋りょうのみでなく、土砂崩壊等の沿線災害一般に対し行われるためそうなっているものである。

高宮川橋りょう、富良野川橋りょうの災害はいずれも警備解除後であったし、富士川橋りょうでも沿線の降雨が終了した後に被災している。

2) 警戒・徐行・停止等の水位の設定のために必要な洪水時の洗掘深の推定、防護工の効果等が十分解明されていない。

これらの問題の内2)の点については本研究の課題として第3章～第5章で詳しい検討を行ない、これらの成果を用いて安全管理を行う具体的内容については前節で述べた。ここでは1)の問題点について行政的問題も含め検討を行った。以下その内容について述べる。

#### 6.4.2 架橋地点における洪水水位の推定

すでに述べたように、現在の警備の仕組みでは沿線の雨量計の示度により職員が出動し、架橋地点の洪水水位は直接目視で確認する事となっている。しかし、より有効な警備のためには、河川上流の水位や流域の雨量等により架橋地点での洪水水位を予測し、必要なタイミングに出動するべきであるということは明らかである。

一方、上流の水位や雨量により下流の洪水水位を推定する方法については、すでに多くの研究がなされており、今回ここではこれらの研究の整理と鉄道橋への適用の検討を行えば十分であると考えられる。以下その検討の要点をのべる。

##### (1) 上流部のデーターによる洪水の予測

上流部のデーターにより洪水量を把握し、警備に入るに際し利用得る水理量としては、流量及び水位があり、河川の出水規模を表わす量としては流量が適しているが、特定断面の河川流量を毎時測定していることは極めて特殊な場合であるので、河川水位を警備の判断材料として取り入れる方法を検討するのが妥当であろう。

上流部のデーターによる水位の予測法には、上流の水位による水位法及び雨量による雨量法及び両者を混合した混合法があり、比較的規模の大きい河川には前者が、小さい河川には後者が適しているといわれている。

以下、これらの方法について説明する。

##### 1) 水位法

上流地点の水位と対象下流地点の水位との相関関係図を基礎に水位を予測する方法であり、

###### ① 上流の最高水位を根拠とする法

###### ② 上流水位の増高を根拠とする法

がある。水防法に定める洪水予報河川では、特定地点における水位が何時間か前に予報されている。したがって、その特定地点の河川水位と当該橋りょうの桁下水位との相関を調べておけば、警戒水位に達する可能性は何時間か前に知る事ができる。

これ以外の河川で、しかも国鉄の雨量観測網では流域の雨の降り方の全容が把握できないような大河川（具体的には水防法で定める指定河川の本川クラスが該当するものと考えられる）が河川水位の増高を参考に警備に入る方法を検討する対象となろう。

橋りょうの警備の体制に入るためには橋りょうの桁下水位の変化が予測できればよい。厳密な意味での水位法は、上流、下流の水位の共軸相関図を使用するものをいうが、警備の目安としては"およそ"の水位がわかればよいので、図6.2のように水位ハイドロを直接利用するものとする。

具体的には次のような手順でおこなう。河川の水位観測地点が上流と下流（当該橋りょうの近くが好ましい）2ヶ所にあるものとする。橋りょう近くの観測所水位と橋りょうの規制水位（特に警戒水位）との相関関係は既知であるとする。例えば、図6.2の一点鎖線のように河川水位に換算した橋りょうの警戒水位が示せ

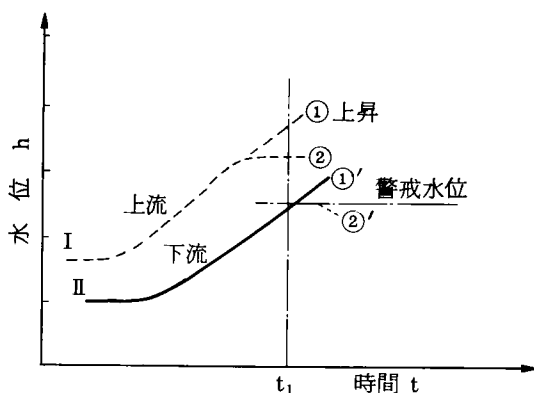


図 6.2 水位ハイドログラフの利用例

るものとする。警備に入るまでの余裕時間が必要な場合にはこの値を過去の出水による水位の上昇を考慮し、さげて設定する。一定時間毎の水位を連ねた水位ハイドロによって下流方の水位が警戒水位のレベルに達したものと看做する。この時点では橋りょう地点で水位が警戒水位近くに達しているため、原則的には橋りょうの固定警備の準備が必要である。しかるに上流の観測所水位が（図 6.2 の破線の水位）わかれば、その傾向によって次のような判断を下すことができる。すなわち上流方の水位がさらに上昇を続けているとき（図中の①の場合）は下流も①のように上昇する可能性があり、固定警戒に入る手配をする。一方、上流方の水位が平衡状態に達したか、ピークを過ぎたとき（図中の②の場合）は②のように平衡に達しているか、これから低下する可能性があり、固定警戒の手配は行わないものとする（橋りょう警備の解除の際にも上流方の動向を参考にする。）この場合の上流のモニタリングポイントの位置は検討する橋りょう地点からなるべく遠方がよい。しかし、遠方に設置したために、それから下流域の流入量が下流観測所水位に影響を及ぼすことがある。したがって実際には試行により適切なモニタリングポイントを選定する必要がある。

## 2) 雨量法

流域内の雨量をもとに対象下流地点の水位を推定するもので、次の 2 つの方法がある。

- ① 雨量水位法 …… 下流地点の最高水位を直接上流の雨量より推定する法
- ② 雨量流量法 …… 雨量からまず最大流量を求めて最高水位を定める法

ここでは②の方法の 1 例として笛吹川の例を示す。

笛吹川は図 6.3 のように山梨県の北部、埼玉、長野両県の境から南下して大菩薩峠から発する日川、重川を合わせて甲府盆地に入り、その後荒川を合流する流路延長 53.5 km、流域面積 900 km<sup>2</sup> の河川である。図中のような観測点を有しており、このような流域の各雨量観測所の雨量から下流の水位を予測する事が可能となっている。一般に流域の面積雨量を求めるのが流量（水位）と相関が高いとされているが、面積雨量を一雨毎に計算することは実際の作業としては繁雑であるので、地点雨量と面積雨量との相関を求めて、その相関の高い地点の地点雨量から面積雨量を推定している。図 6.4、表 6.11 はこのようにして相関係数を求めた例であり、これから甲府や黒平の雨量が下流水位の推定に有用であることがわかる。しかし、河川の水位には、一雨の降雨量ばかりではなく、流域の保水状態や降雨継続時間、降雨強度等がそれぞれ微妙に影響するため、過去の出水実績をもとに既往降雨指数、降雨継続時間、3 時間降雨強度をパラメータとして最高水位との関係を共軸関係図にしたものを用いるとより正確に推定できる。図 6.5 は



運転規制ならびに橋りょう部の増水の状況を調べ、従来の警備と橋りょう部の増水の関連を総合的にチェックした上で雨量法の適用を計る必要があると言える。

### 3) 水位・雨量法の適用方

次に鉄道橋の警戒の実務において、上に述べた水位・雨量法をどのように使い分けるかについて検討した。河川の出水解析を行う場合の流域分割に関しては、建設省河川砂防技術基準（案）等によりその大きさの目安が示されている。例えば、貯留関数法では  $10 \sim 1,000 \text{ km}^2$  程度の流域面積で十分精度が得られるものとしているが、実施例では  $300 \text{ km}^2$  以下の小流域に分割して計算している場合が多く、また対象流域内の地形や地質の相違、河道長の影響を考慮すると  $100 \text{ km}^2$  程度が望ましいとしている。この事により単一降雨、単一流域に対して確実に雨量法の用い得る面積の境界を  $100 \text{ km}^2$  程度と考えることとした。

次に現在の国鉄の橋りょう警備方式をチェックしたところ、

- ① 約  $500 \text{ km}^2$  程度の流域を持つ大きな河川であっても、まだ降雨に関する警戒と橋りょう警備との時期的なタイミングのずれが生じていなかった。
- ② 流域  $500 \text{ km}^2$  程度クラスの河川でないと、適当なモニタリングポイントとなる水位観測所が少ない。
- ③ 国鉄が増水情報を入手することが可能な水位観測所は比較的大きな河川に多い。

等が明らかとなった。

これらの事より総合的に判断して、 $100 \text{ km}^2$  までは従来の沿線雨量による警備、 $100 \sim 500 \text{ km}^2$  は増水情報が入手可能な場合はそれによる警備を基本とし、情報が得られない時は雨量による警備を使ってもよい移行領域と考えた。また、 $500 \text{ km}^2$  以上の流域では、何らかの形式で増水情報が得られる場合が多いことから、水位情報を利用すべき領域の目安とした（表 6.12）。

表 6.12

| 流域面積           | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 <sup>km<sup>2</sup></sup> | それ以上 |
|----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--------------------------------|------|
| 橋りょうの警備方式の検討方法 |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                                |      |

なお、ここで雨量法と水位法の適用境界として示した流域面積  $500 \text{ km}^2$  は、山間地河川の区分値とほぼ一致している。これまでの橋りょう災害のほとんどが山間地河川で発生しており、これらの河川では競備面での問題はあまり生じていなかった（すなわち、沿線雨量により警備出動をしてもタイミングとしては適切であった）ことを考えれば、実用的にはこの区分で十分であると判断される。

### 4) 洪水位予測手法の鉄道橋への適用

上に述べたような上流部の水理量により下流部橋りょう地点での水位を予測する手法の鉄道橋での適用方について、上記のように検討した結果を用い「河川増水に関する情報の連絡体制整備及び活用方<sup>18)</sup>」と言う冊子を作成し、全国の鉄道管理局を指導した。この結果昭和58年の洪水期よりより有効な警備が行えるようになった。

#### 6.4.3 有効な情報連絡システム

豪雨等により洪水発生のおそれがある場合には、鉄道施設のみでなく広く国土に災害の発生が懸念される。

このため国及び地方自治体では情報の伝達や警備の方法を法律等に基づいて定めているのは当然であり、公共輸送機関である国鉄等もこれらのシステムに組み入れられている。

しかるに今回の富士川橋りょう被災等により反省してみると、国鉄では独自の警備システムがあるためこれに頼る傾向にあり、災害時における自治体との情報連絡が十分行われないか若しくは行われていてもこれが形式的に処理され、部内で十分活用されているとは言えない状況にあることがわかった。

そのため国鉄としては富士川橋りょうの災害を契機にこれら国レベルの体制へ加入し、かつその情報を技術的に十分活用し有効な防災を行うよう指導した。

以下その概要についてのべる。

##### (1) 国及び地方自治体の体制

昭和22年9月来襲したカスリーン台風は利根川の大氾濫を招く等多大な被害をもたらした。これを機に水害防止に関する気運が高まり昭和24年水防法が制定されるとともに、国、地方自治体等では水防体制の整備が進められている。その具体的な事項としては、以下に示すような都道府県等による水防計画の作成、気象庁、建設省等による洪水予報、水防警報の発表、各水系ごとの諸団体による予報連絡会の結成等があげられる。

##### 1) 水防計画

各都道府県は水防法の定めにより毎年水防計画を策定している。水防計画の内容は、地域の特性が反映されることからそれぞれ多少異なっているが、これが実際の水防活動の基本となるものである。

水防計画書には、雨量、水位等の観測箇所、観測内容や、各種データー、情報の連絡経路等が細かく記載されており一部の地域では国鉄の雨量観測点もこのなかにふくまれている。

##### 2) 洪水予報・水防警報

台風等による異常気象時には気象庁から各種の予報・警報（例えば大雨洪水注意報）が発令され、テレビ・ラジオの天気予報時に流れている。このような一般的な情報とは別に、特に指定された河川等では水防法等に基づき個々に予報・警報が発表されている。

洪水予報は建設大臣が運輸大臣と協議して定めた河川（一般に洪水予報河川と呼ばれる。表6.13は現在の対象河川である）に対して気象庁と建設省が共同して発表するものである。洪水予報には洪水注意報・洪水警報・洪水情報の3種類があり、それぞれの発令基準にあわせ降雨・河川水位等に関する現況及び予測、その他注意や警戒すべき事項が盛り込まれている。



表6.13 洪水予報河川

|        |                               |
|--------|-------------------------------|
| 筑後川水系  | ：幹川（恵蘇宿橋から海まで）                |
| 太田川水系  | ：幹川（広島市可部町から海まで）              |
| 吉野川水系  | ：幹川（池田町から海まで）                 |
| 紀の川水系  | ：幹川（岩出町船戸から海まで）               |
| 大和川水系  | ：幹川（柏原市から海まで）                 |
| 淀川水系   | ：幹川（宇治市から海まで）                 |
|        | ：琵琶湖（湖岸周辺）                    |
|        | ：木津川（加茂町から幹川合流点まで）            |
|        | ：桂川（建設大臣管理区間）                 |
| 由良川水系  | ：幹川（建設大臣管理区間）                 |
| 木曾川水系  | ：幹川（今渡堰堤から海まで）                |
|        | ：揖斐川（揖斐川町から海まで）               |
|        | ：長良川（建設大臣管理区間）                |
|        | ：根尾川（建設大臣管理区間）                |
| 天竜川水系  | ：幹川（中央橋から姑射橋まで、天竜市鹿島から海まで）    |
| 利根川水系  | ：幹川（伊勢崎市八斗島から海まで）             |
|        | ：渡良瀬川から幹川合流点まで）               |
|        | ：鬼怒川（鬼怒橋から幹川合流点まで）            |
|        | ：小貝川（水海道市から幹川合流点まで）           |
|        | ：江戸川（全区間（旧川を除く））              |
| 荒川水系   | ：幹川（熊谷市から海まで（旧川を除く））          |
| 信濃川水系  | ：幹川（小千谷市から大河津分流点まで）           |
|        | ：大河津分水路（全区間）                  |
| 阿賀野川水系 | ：幹川（五泉市馬下から海まで）               |
| 阿武隈川水系 | ：幹川（福島県3区間、宮城県1区間）            |
| 最上川水系  | ：幹川（松川白川合流点から白鷹町まで、寒河江市から海まで） |
| 北上川水系  | ：幹川（夕顔橋から海まで（旧川を除く））          |
| 石狩川水系  | ：石狩川橋から海まで）                   |

次に水防警報は建設大臣または都道府県知事が定めた河川（一般に水防警報河川と呼ばれる。表6.14は建設大臣指定の水防警報河川である）に対してそれぞれの機関が発表するものである。警報の種類としては待機・準備・出動・指示・解除等があり、内容は洪水予報とほぼ同様である。

これら予警報は定められた様式（表6.15はその例である）に従って発表され、あらかじめ定めてある通報、伝達系統に従って各関係個所に通知・伝達される。国鉄も従来まで一部の河川においては、その連絡経路の中に組み入れられていた。図6.6は淀川の通報伝達系統の例であり、国鉄の大阪鉄道管理局と天王寺鉄道管理局も含まれている。

表 6.14 水防警報河川（建設大臣指定）

北海道：天塩川，渚滑川，湧別川，常呂川，網走川，留萌川，石狩川，尻別川，後志利別川，鶴川，沙流川，釧路川，十勝川（13水系）

東北：岩木川，馬淵川，北上川，鳴瀬川，名取川，阿武隈川，米代川，雄物川，子吉川，最上川，赤川（11水系）

関東：久慈川，那珂川，利根川，荒川，多摩川，鶴見川，相模川，富士川（8水系）

北陸：荒川，阿賀野川，信濃川，関川，姫川，黒部川，常願寺川，神通川，庄川，小矢部川，手取川，梯川（12水系）

中部：狩野川，安倍川，大井川，菊川，天竜川，豊川，矢作川，庄内川，木曾川，鈴鹿川，出雲川，櫛田川，宮川（13水系）

近畿：淀川，大和川，円山川，加古川，紀の川，新宮川，九頭竜川，北川，由良川，揖保川（10水系）

中国：天神川，日野川，千代川，斐伊川，旭川，高梁川，吉井川，江の川，高津川，芦田川，太田川，小瀬川，佐波川（13水系）

四国：肱川，重信川，吉野川，那賀川，土器川，物部川，仁淀川，渡川（8水系）

九州：筑後川，矢部川，松浦川，六角川，嘉瀬川，木明川，連賀川，由国川，大分川，大野川，番匠川，菊池川，白川，緑川，球磨川，五ヶ瀬川，小丸川，大淀川，川内川，肝属川（20水系）

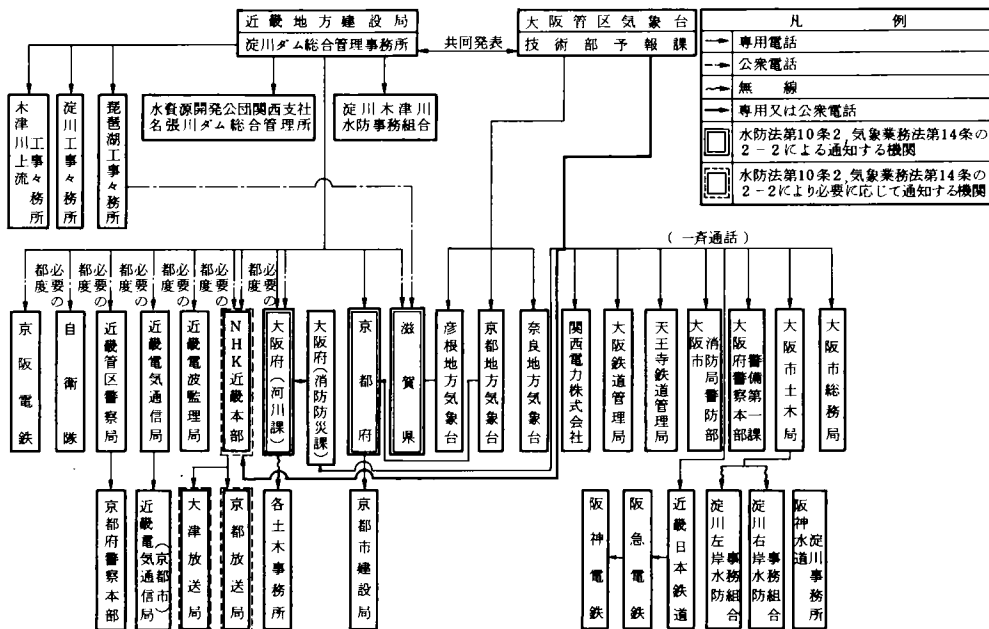


図 6.6 洪水予報の通報伝達系統の例（淀川）

利根川・荒川洪水予報文

— 237 —

### 3) 洪水予報連絡会・水防警報連絡会

多くの洪水予報河川及び一部の水防警報河川において、洪水予報・水防に関する諸事項を協議し、これらにかかわる関係官公庁及び諸団体の間の協力及び連絡の円滑化を図ることを目的として各水系ごとに関係官公庁及び諸団体が合同して連絡会を結成している。洪水予報連絡会は現在10河川あり、その多くには国鉄の関係鉄道管理局も従来から加入していた。

### 4) ダム放流

ダム放流にあたっては水防法とは別途に河川法・多目的ダム法の定めにより、あらかじめ関係機関に通知するとともに、立札、サイレン、スピーカー放送により一般に周知させることになっている。ダム放流は一般に局部的な影響が主であることから、国鉄では従来関係する保線区で放流警報を受け取っている。

## (2) 連絡体制の整備と情報の活用

前述のように、国・地方自治体の水防に対する体制は整備が進められており、公共輸送機関である国鉄等もこれらのシステムに組み入れられることは当然と考えられる。しかし、実態としては関係する組織への加入が不十分であり、情報が入手できない場合や、情報が入ってきてもそれを有効に利用していないことが多々見受けられた。そこで、富士川橋りょう被災を機に各鉄道管理局に対し関係する情報連絡組織への加入の推進と連絡体制の整備、情報の技術的活用方をまとめ、6.4.2の4)で述べた洪水位予測と同様「河川増水に関する情報の連絡体制整備及び活用方(案)」により指導を行った。

その内容は以下の通りである。

### 1) 基本的な考え方と手順

#### [基本的な考え方]

- ① 関係する諸組織には極力加入する。
- ② 情報の有意性等の技術的検討を行うとともに、部内外の連絡系統の整備、体制の確立を図る。
- ③ 合わせて従来通りの沿線雨量によっても警備や運転規制を実施することにはかわりはない。

[全体的な手順は図6.7の通りとする]

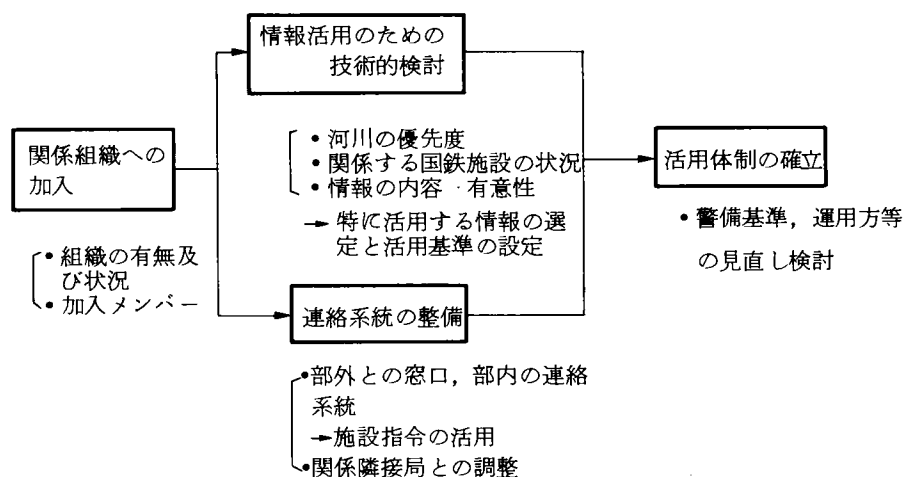


図 6.7 全体的な手順

## 2) 関係組織への加入

### 〔主な留意点〕

- ① 地域の特情により種々のかたちにとられているので、状況を十分把握して対処する。
- ② 加入メンバーは当該組織の規模、他機関のメンバー等を勘案して選定する。但し、施設関係者も必ず加わること。
- ③ 国鉄側からの雨量観測結果等の提供、水防活動等については業務に支障がない範囲で協力する。

## 3) 技術的検討の手順

### 〔増水情報の入手目的〕

- ① 警備体制を事前に整える。
- ② 運転規制の発令、解除の際の判断材料の1つとする。

### 〔情報が有効に活用できるための条件〕

- ① 各情報と国鉄施設箇所の水位との間に何らかの相関性があること。
- ② 情報入手から警備体制を整えるまでに時間的余裕があること。
- ③ 必要な時には入手可能であること。

### 〔技術的検討手順〕

流れは、図 6.8 により河川、国鉄関係施設について優先順位を策定し、重要な箇所から実施する。

### 〔資料収集にあたっての留意点〕

- ① 資料の収集にあたっては河川の変化状況等を十分考慮する。
- ② 国鉄施設の過去の出水データが無い場合は、今後観測を行って行くことが必要であるが、当面近くにある観測所のデータを代用することにより検討可能なことが多い。
- ③ 部外関係機関に資料の提供方をお願いする場合は、主旨を十分説明するとともに必要最低限の内容

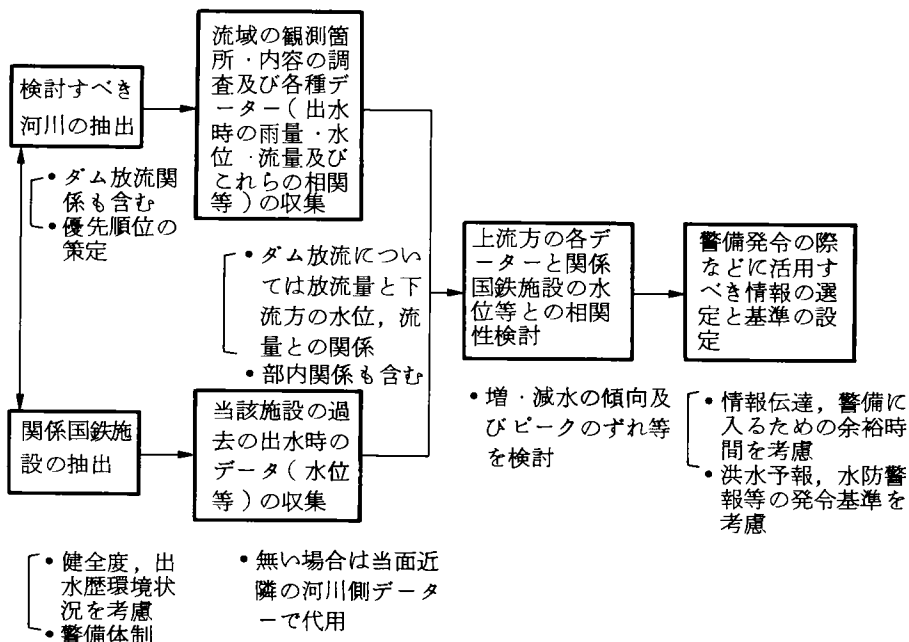


図 6.8 技術的検討手順

にとどめる。

〔相関性の検討，活用すべき情報と活用基準の設定にあたっての留意点〕

- ① 相関性の検討はできるだけ多くの出水ケースについて行い，流出予測，到達時間等の計算上のチェックも実施しておく。
  - ② 余裕時間を十分考慮するとともに情報量としては流域で2～3箇所は確保しておく。
  - ③ 活用すべき情報と活用基準の設定は情報入手の難易度も考慮しておこなう。また情報を国鉄側より電話などで問い合わせる入手する場合は，入手を開始する目安（各種注意報・警報の発令，水防団の警戒体制のレベル等が有用である）を定めておく必要がある。
  - ④ 基準を設定した後も，その後の出水時にトレースを行い，状況の変化とも合わせて見直しをおこなう。
- 4) 連絡系統の整備

〔主な留意点〕

- ① 国鉄側の入手窓口は出来るだけ一本化する。特に他管理局にもかかわる情報については相互に調整しておく。
  - ② 情報はできるだけ最短ルートで入手できるようにする。
  - ③ ローカルな観測箇所のデーターについてはその入手方法について特に配慮する。
  - ④ 部内の連絡系統も十分整備する。
- 5) 活用体制の確立

〔主な留意点〕

- ① 警備基準，運用等に関する諸規程類は必要により改正しておく。
- ② 警備担当者のみならず途中の連絡担当者にも，主旨と重要性を常に徹底させる。
- ③ 連絡体制全般にわたり適宜チェックを怠らず，必要により見直しを行う。

以上の手順を具体的に実施する際の標準の手順を図6.9に示す。

## 6.5 安全管理実施の事例

### (1) 東海道本線磐田～天竜川間，天竜川橋りょう

ここでは，過去4回の洪水時における当該橋りょう上下流部の水位に関する情報を用い，当該橋りょうの警備システムについて検討した。ここで用いた情報は右岸河口より25.0 kmにある鹿島水位観測所と，右岸河口より9.1 kmにある中野町水位観測所の水位である。

まず，検討の対象とした過去の4つの洪水について両観測所の水位ハイドロを比較した（図6.10～図6.13）。これらの図から両観測所の水位ハイドロは水位こそ異なるものの形状が非常に似ている事，又，各出水による洪水ピーク水位の出現時間のずれは約1時間である事を確認した。

次に，天竜川橋りょうの桁下水位と橋りょうに近い中野町観測所の水位との関係をチェックした（図6.14）。この結果中野町観測所の水位と桁下水位は良く相関しており，例えば警戒水位は同観測所水位の2.3 mに相当すると判定して良い事を確認した。この結果，同橋りょうの警備を定めるについて，近くの観測所の水位と上流方の鹿島観測所の水位を用い得るものと考えた。

次に，これらの水位を用いて警備をどうするかにつき詳しくチェックした。

上述の図6.10～6.13に示したように水位ハイドロは両観測所では似ているが，両観測所の水位相関図を調べると出水ごとの微妙な違いが分かる。図6.15は前出の4洪水について両観測所の水位を1時間ごとにプロットしたものである。洪水流の非定常特性のため，増水過程から減水過程までを連ねた線は各洪

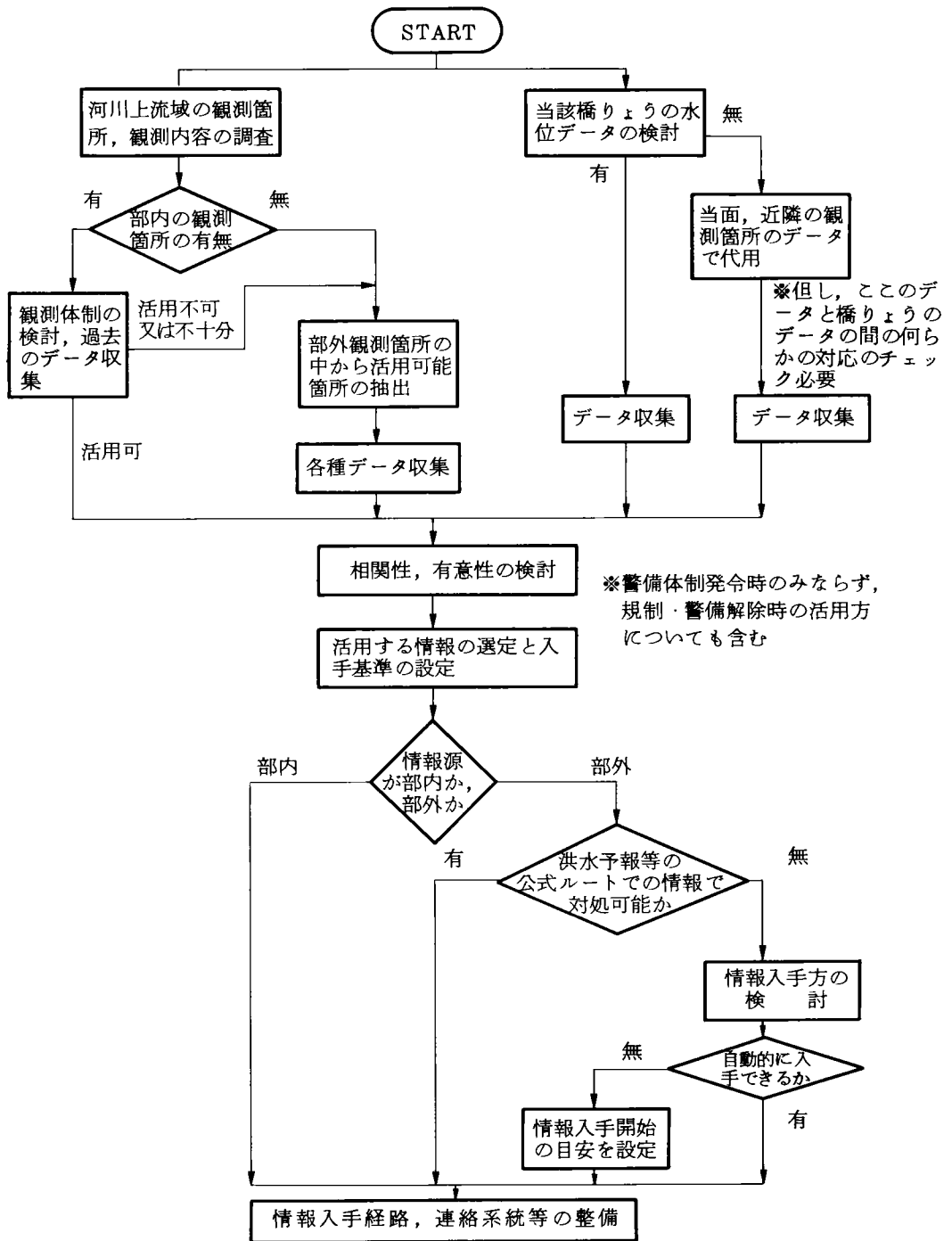
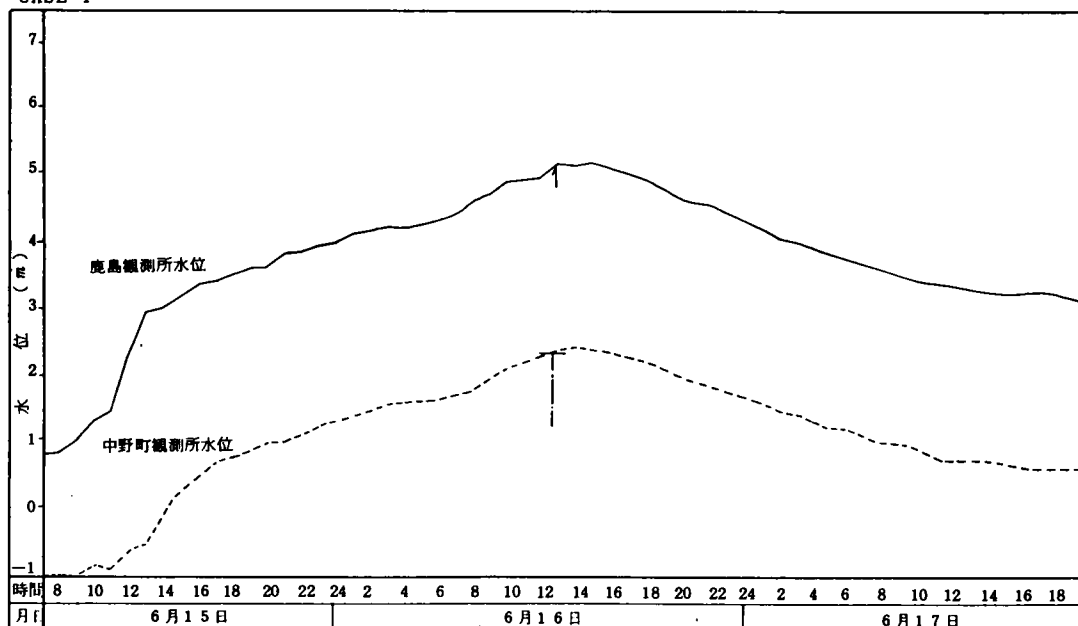


図 6.9 検討の標準的手順

CASE 1

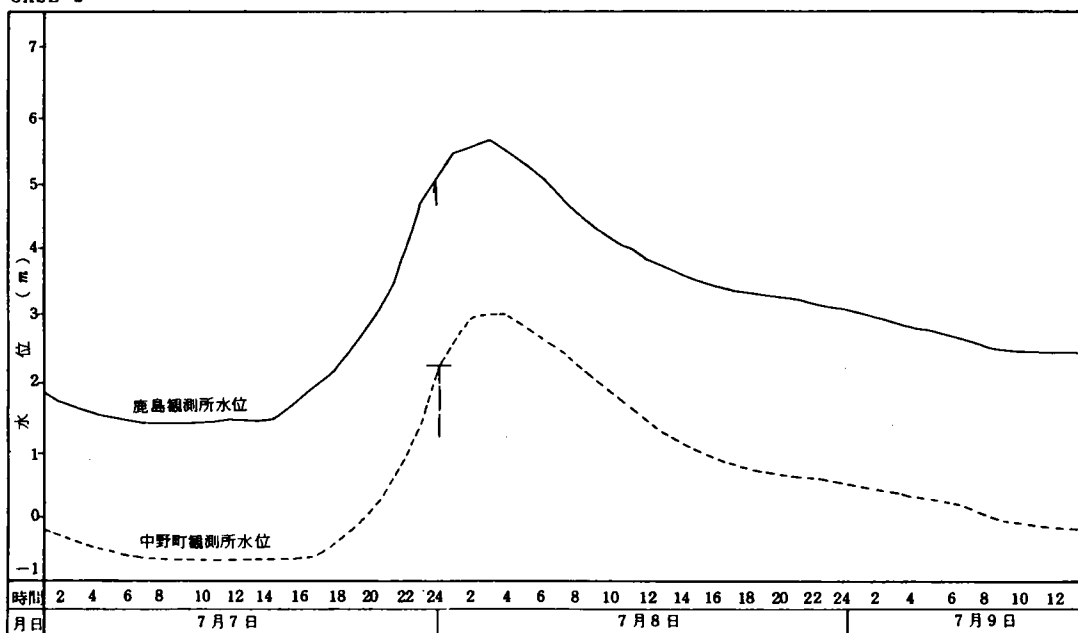


昭和45年6月15日～17日 出水記録

(最大流量  $6,182 \text{ m}^3/\text{s}$ )

図6.10 天竜川

CASE 2



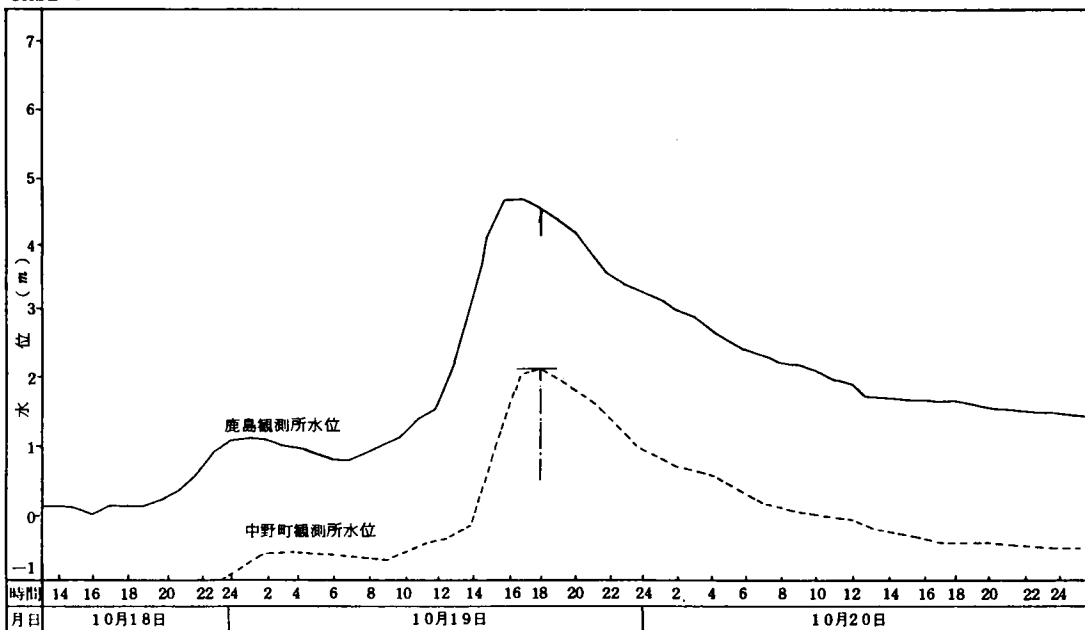
昭和49年7月7日～9日 出水記録

(最大流量  $7,439 \text{ m}^3/\text{s}$ )

図6.11 天竜川



CASE 3

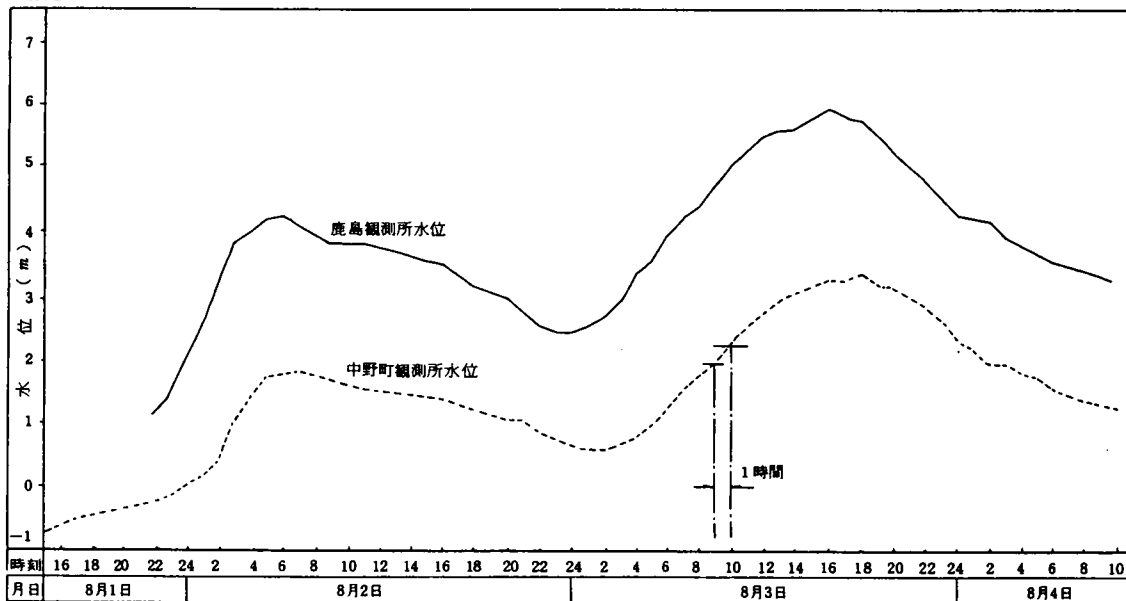


昭和54年10月18日～20日 出水記録

(最大流量 5,657  $m^3/s$ )

図 6.12 天 竜 川

CASE 4



昭和57年8月1日～8月4日 10号台風

図 6.13 天 竜 川

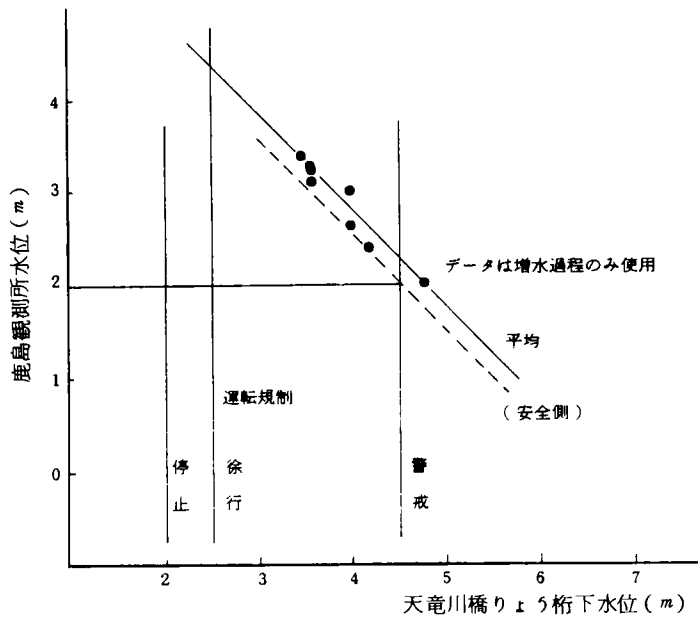


図 6.14 天竜川橋りょう桁下水位と中野町観測所水位との水位相関図

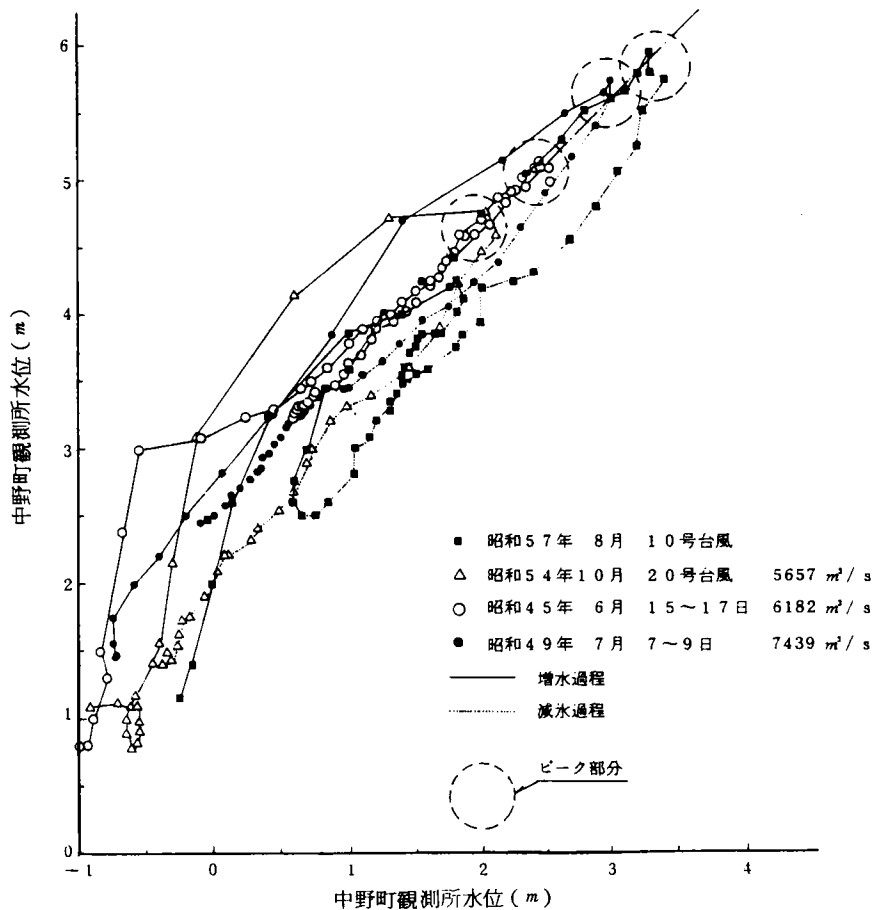


図 6.15

水ごとにそれぞれループを描いていることが分かる。

長時間かけて増水，減水している昭和45年6月の出水では非定常性が薄れ，上流，下流の水位が減水過程も増水過程と同じパターンで変化している。また，上流方の観測所の最高水位と下流方の観測所の最高水位とが一次的な相関関係にある事（すなわち，上流の最高水位から下流の最高水位のおおよその目安が分かる。）が明らかである。

しかし，急激な出水の場合には上流方の水位がまず先に上昇してしまうために，上流の水位と同時刻における下流の水位との関係は一對一に対応しない。つまり，水位ハイドロの形によって水位相関が変化してしまう。そこで，橋りょうの警備発令のための判断方法についてケースごとに検討した(表6.16)。

この結果，今後の同橋りょうの警備については両観測所の水位にもとづきハイドログラフを作成し，その傾向と表6.16を比較して行うこととした。

なお情報の入手時期は警備にはいり得る時間の余裕より判断して第三種警備発令あるいは河川の洪水警報の発令から入手するか，あるいは中野町観測所水位2.3mに達した時点で数時間さかのぼり入手することとした。

以上の結果，今後は上流方水位の傾向により表6.16を参考にして警備する事とした。

表6.16

| CASE  | 時 刻                      | 上流方水位の傾向    | 判 断                         |
|-------|--------------------------|-------------|-----------------------------|
| CASE1 | S. 45. 6. 16<br>13 : 00  | 漸増          | 判断保留，一時間後のデータ入手後判断する。＝ 警備不要 |
| CASE2 | S. 49. 7. 8<br>0 : 00    | 上昇中         | 警備手配                        |
| CASE3 | S. 54. 10. 19<br>18 : 00 | 低下（ピークを過ぎた） | 警備不要                        |
| CASE4 | S. 57. 8. 3<br>10 : 00   | 上昇中         | 警備手配                        |

(2) 信越本線群馬八幡～安中間，下碓氷川橋りょう

ここでは河川上流の水位及び上流川流域の雨量に関する情報が警備システムに利用し得るか否かについて、昭和58年8月15日～17日に発生した台風5号による洪水を用いて検討した。

碓氷川は碓氷峠付近に発し高崎付近で利根川支流の烏川に注ぐ川で、下碓氷川橋りょうより上流の集水面積は約260km<sup>2</sup>，本川流路延長は約28kmである（図6.16）。

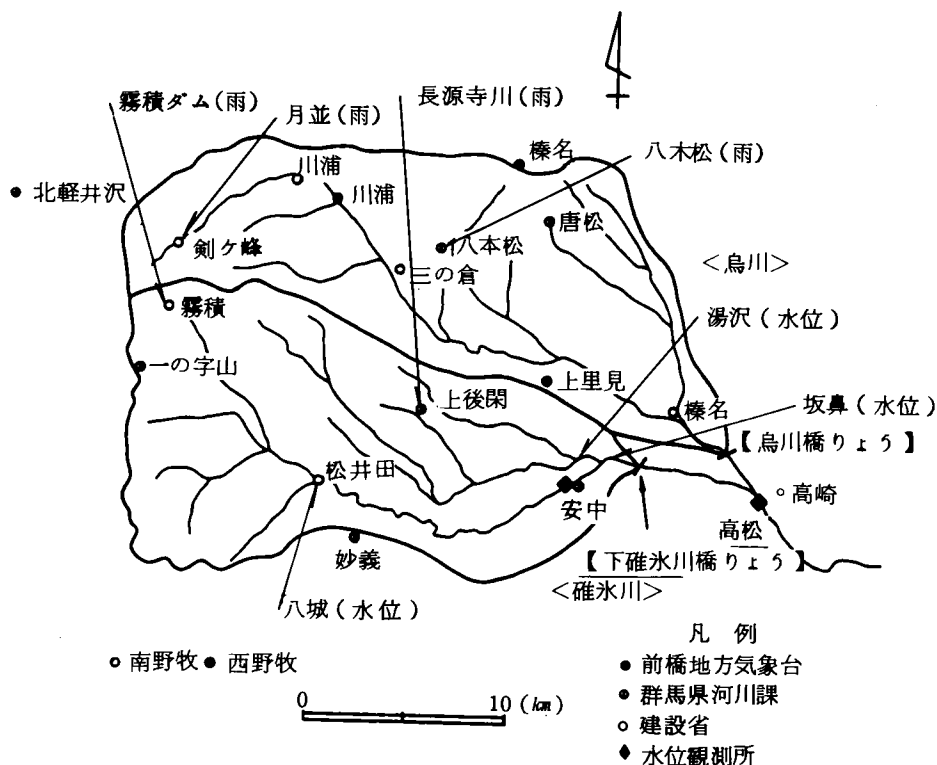


図 6.16 流域と水位及び雨量観測所（烏川，碓氷川）

この河川に関し上述の台風5号の洪水時について上流側の水位及び雨量観測点のデーターを調査し、橋りょうの桁下水位と合わせグラフにまとめた（図6.17，図6.18）。なお、図には烏川流域のものも併記した。

当橋りょうは上り線，下り線，単線併設で上り線は複線化時の新設で問題が無く，下り線については計算の結果桁下 3.0m……警戒 2.5m……徐行 2.0m……停止 と定められている。そして台風通過に伴う8月15日，16両日における高崎以遠の信越線の運転規制並びに警備状況は次の通りであった。

- 1) 8/15 23:20 軽井沢～横川間 上下線30km/h 徐行  
〔連続120mm（軽井沢）〕
- 2) 8/16 0:35 横川～磯部間上下線30km/h 徐行  
〔連続120mm（横川）〕
- 3) 8/16 1:05 横川管理室 召集
- 4) 8/16 2:30 磯部，安中管理室召集，2:40 群馬八幡管理室召集

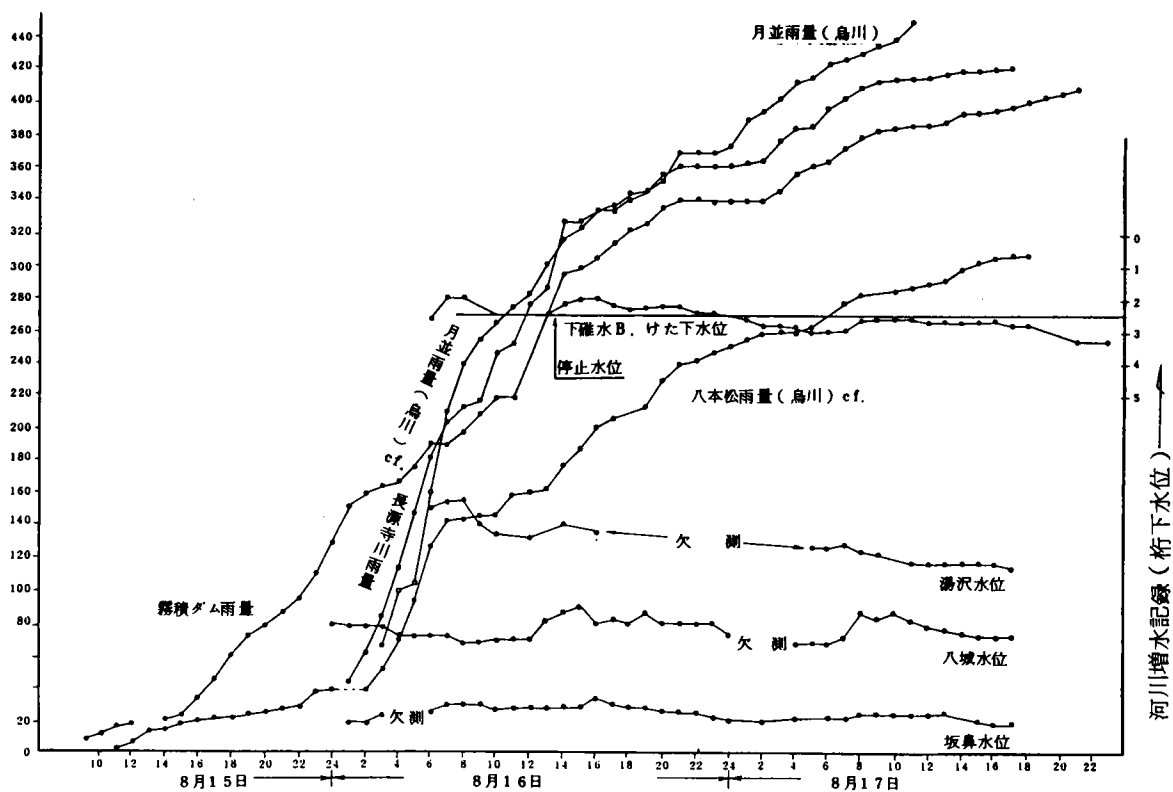


図 6.17 雨量, 水位記録 (高崎局データより)

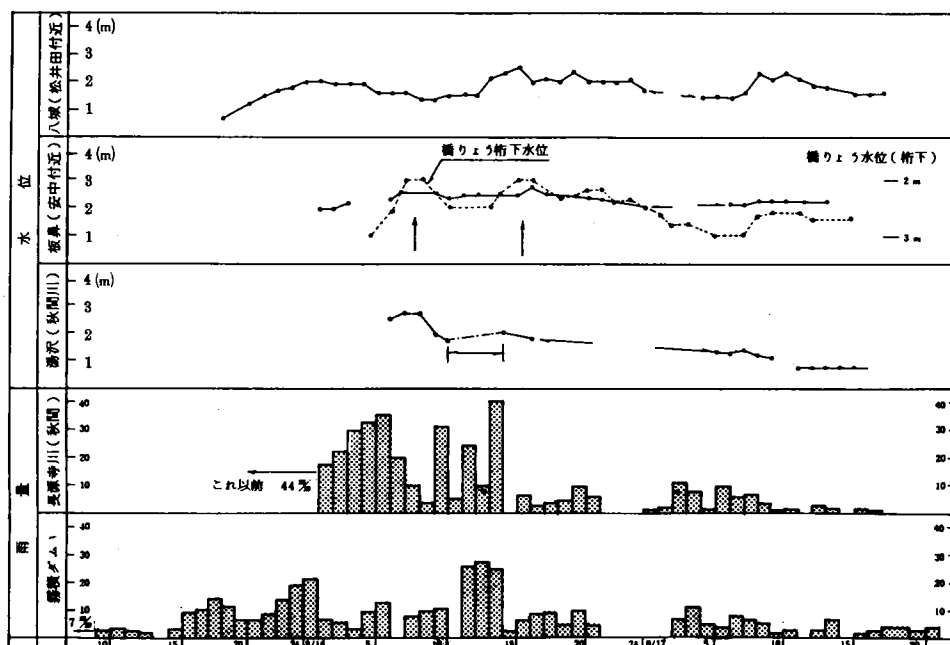


図 6.18 雨量水位記録 (高崎局データより)

- 5) 8/16 3:10 横川～高崎間, 大雨による上下線運転中止  
 [ 横川連続 144mm, 群馬八幡, 時雨量 33mm ]
- 6) 8/16 4:30 下碓氷川B(下) 固定警戒始まり, 桁下 3.0m(徐行)  
 cf 4:30 烏川(下) 固定警戒始まり, 桁下 3.1m(警戒)
- 7) 8/16 6:35 横川～磯部間, 6:40 磯部～高崎間  
 上り線 30km/h 徐行開始
- 8) 8/16 7:00 下碓氷川B(下) 桁下 2.0m(停止)  
 cf 7:00 烏川B(下) 桁下 2.5m(停止)

以下 省略。

このケースでは信越線が碓氷川沿いに走っているため, 沿線の雨の情報及び規制のかかり具合が集約され「高崎」にあつめられており, 橋りょうの警備は早め出動がかけられている。いずれにしても, 雨の降り方, 規制のかかり具合が山間部から平地の方へ移行している様子が良く分かる。

これらのデーターにもとづき上流側の情報と橋りょう桁下水位の関係について以下のようにチェックした。

#### 1) 各河川の水位ハイドログラフと桁下水位との関係

碓氷川水系では, 山間部になると本川と支川の規模があまりかわらなくなっており, 九十九川(長源寺川はその支流にあたる)の規模が流域面積において本川とあまり変わらない。このため本川と九十九川の両方を情報として考える必要がある。このことは秋間川と九十九川の合流点の「湯沢」水位と本川「八城」水位を橋りょう桁下水位と比べてみると良く分かる。橋りょうの規制(停止)値を越えた一番目の水位ハイドロの「山」は九十九川系の流出によるものであり, 14時頃の二番目の「山」は碓氷川本川の流出分によるものと考えられる。

一般に橋りょう桁下水位の増減を予測するために河川水位ハイドログラフを活用するには

- ① 図 6.18 のような水位ハイドログラフを描き相互に比較し, 定性的に判断する方法
- ② 水位ハイドロの相関をとり相関式を出す方法

が考えられる。ここでは本川と支川とがあまり規模が変わらない場合の②の方法について検討した。

本川水位を  $x$ , 支川九十九川水位を  $y$  として橋りょう桁下水位を  $Z$  とする。

$x$  に八城水位,  $y$  に湯沢水位を用い,  $Z$  が  $x$ ,  $y$  の簡単な一次式

$$Z = Ax + By + C$$

の形で表されるものとして係数  $A$ ,  $B$ ,  $C$  を求めた。この  $A$ ,  $B$ ,  $C$  を求めるには, 各観測点と橋りょうまでの距離が異なるため

- ①  $x$ ,  $y$  の同時刻のデーターを使う。
- ②  $x$ ,  $y$  よりも 1 時間前のデーターを使う。

の 2 種類の方法について検討した。

計算の結果, それぞれのケースにおける係数値及び実測値との相関係数は次の通りとなった。

<①の場合>

$$A = -0.343, B = -0.372, C = 3.690$$

相関係数  $r = 0.787$  (図 6.19)

<②の場合>

$A = -0.464$ ,  $B = -0.395$ ,  $C = 3.926$

相関係数  $r = 0.861$  (図 6.20)

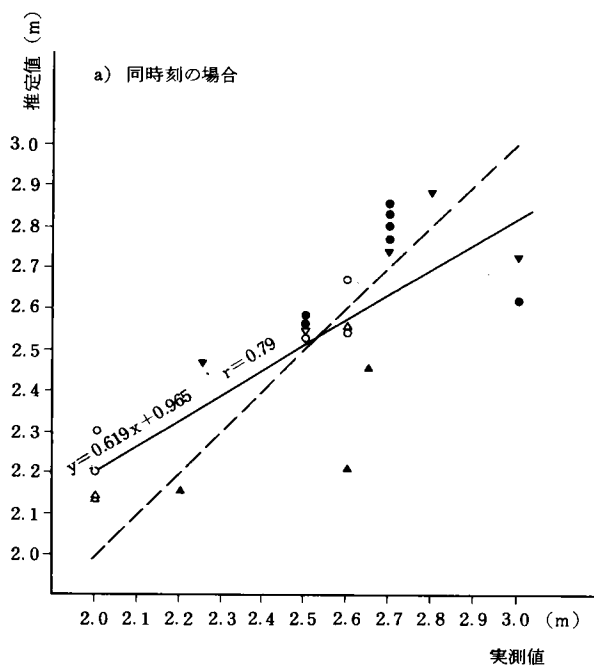


図 6.19

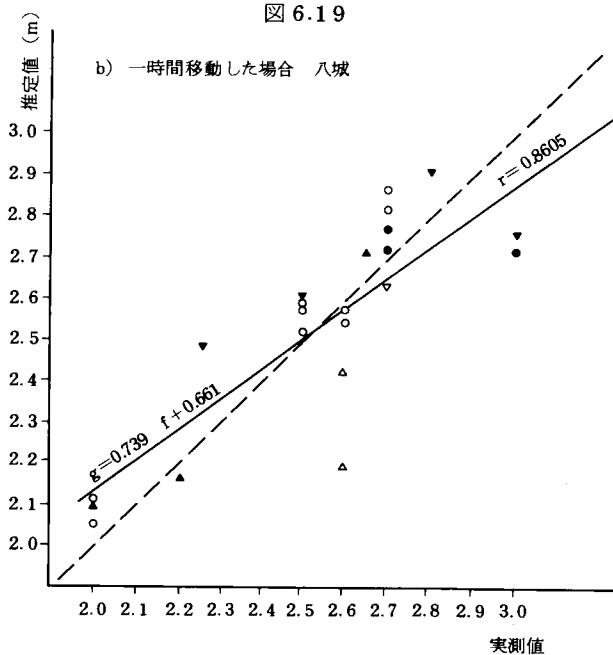


図 6.20

この結果②の場合の方が相関係数が良いので、そのシミュレーション結果を図6.21に示した。この結果、上記上流側2ヶ所の水位につき支川水位とそれより1時間早い本川水位を用いれば、これらが警備システムの資料として用い得る事を確認した。

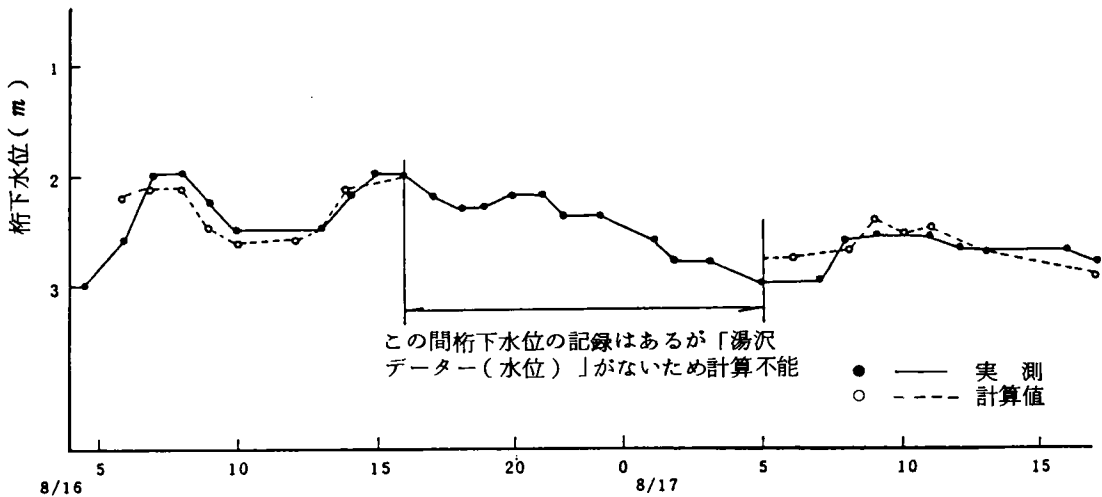


図 6.21

## 2) 雨量情報の活用

雨量を活用する実用的な方法としては

- ① 上流または流域の雨量の変化を見て定性的に水位の増減等を判断する。
- ② 合理式のような簡単な式を使って、流出の状況、水位の増減等を判断する。

の2つが考えられるが、ここでは②の方法について、次のa)～c)の3ケースについて検討した。

- a) 流域2点の時間平均雨量（面積加重平均）を使い、流出の到達時間を1時間とした場合。
- b) 流域を3分割し、本川上流域の雨は1時間で橋りょうまで到達するとした場合（但し、各流末における流出分の到達はa)と同じく1時間と考えている）。
- c) 流域を2分割し（碓氷川本川と九十九川系に2分）、それぞれの流域で合流点までの出水の到達時間が4時間を想定した場合。

計算の結果、各ケースにおける流末における流量ハイドログラフは図6.22、図6.23及び図6.24の通りとなった。図からは雨を平均化する方法の差異よりも到達時間のとりかたのほうに流量ハイドロの形に与える影響が大きいことが分かる。また、

- ① 山間部で標高が高くなるほど雨の量が多く、今回測定されている雨量観測所が山間地にあること。
- ② 流域面積に比べて雨量観測所の数が少ない事等の理由により、流出Qが大きめになっている。

この結果、当該橋りょうでは上流側の水位を主なデーターとして用い、雨量を従のデーターとして用いる事とした。



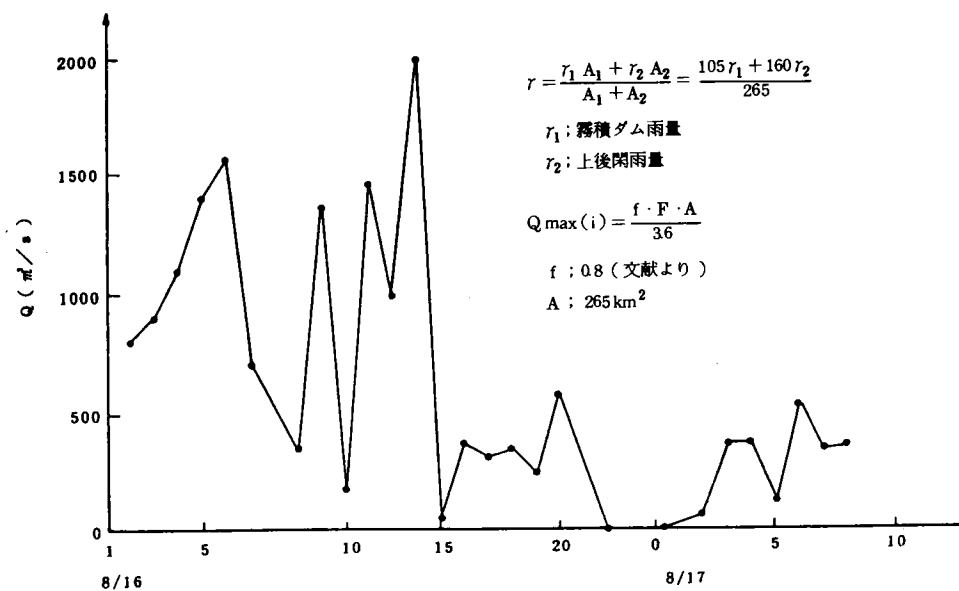


図 6.22

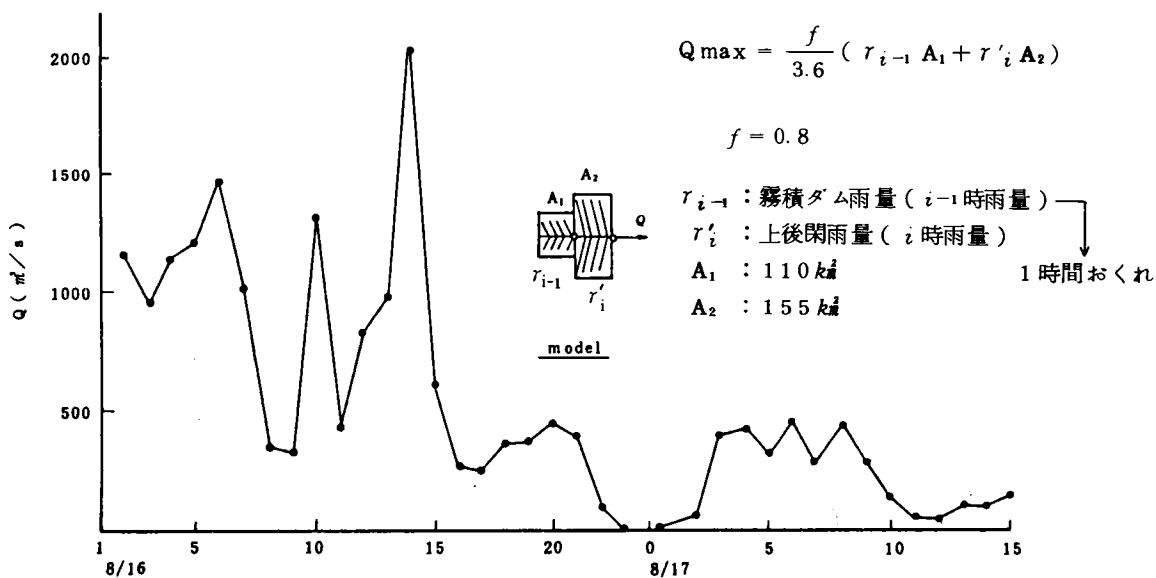


図 6.23

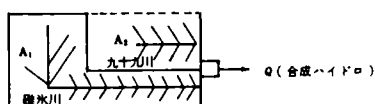
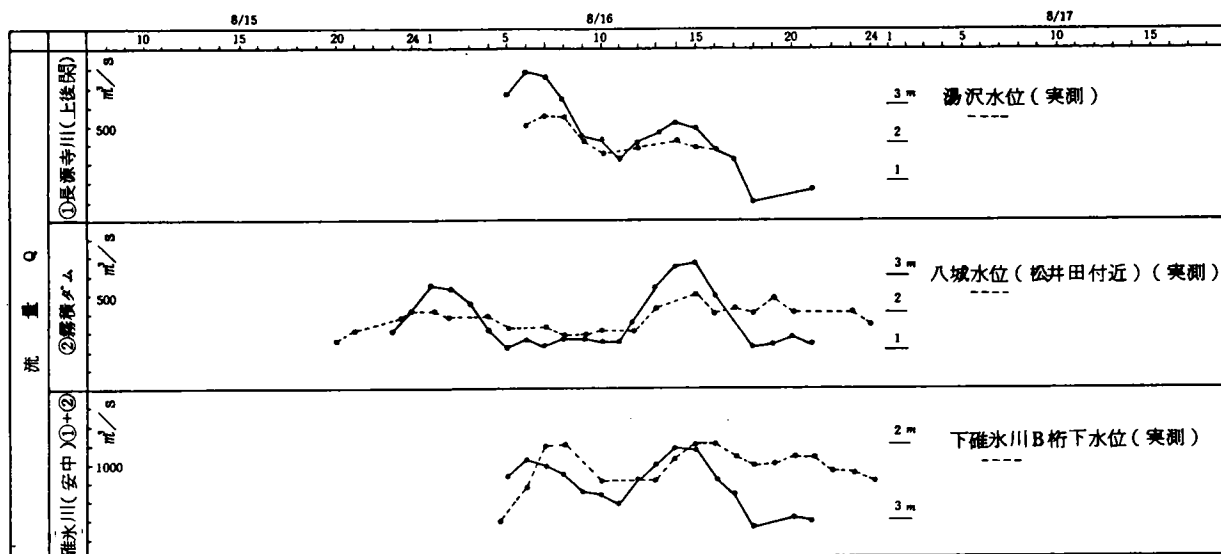


図 6.24

### (3) 北陸本線福井～森田間、九頭竜川橋りょう

この橋りょうにおいても河川の水位及び雨量のデーターにより警備を行うシステムについて検討しているの、その内容について述べる。

九頭竜川橋りょうは、一級河川九頭竜川の河口から上流約 20km にかかる橋りょうで、昭和35年に建設され、構造は上り線、下り線とも上部工は上路鈑桁、下部工は井筒で、延長は 275m、12 径間上下別線の単線橋りょうである。

橋りょうより上流部では、河川の流域面積 1,230km<sup>2</sup>、河川の全流路延長は 115.8km、平均河床勾配は 1/183 で、橋りょう付近は河床低下の著しい河川である。

九頭竜川上流で情報の収集できる箇所は図 6.25 に示すように、雨量観測所は 18ヶ所、水位観測所は、24ヶ所ある。これらの観測所は、各々福井气象台、建設省福井工事事務所が管理している。これらの中から観測所の位置、環境等から

- 雨量観測所 ..... 大野、六呂師
- 水位観測所 ..... 中角、五松橋、下荒井

を選定し、橋りょうの水位と到達時間を推定できるかどうかについて検討を進めた。

まず水位についてチェックするため、過去の代表的出水である 56 年 7 月の増水時の記録により各地点の水位ハイドログラフと橋りょうの桁下水位を比較し、同時に各観測点と橋りょう地点の河川横断面を比較した(図 6.26)。これによると下荒井観測所は国鉄橋りょうに比して断面も大きく、増水時でも水位

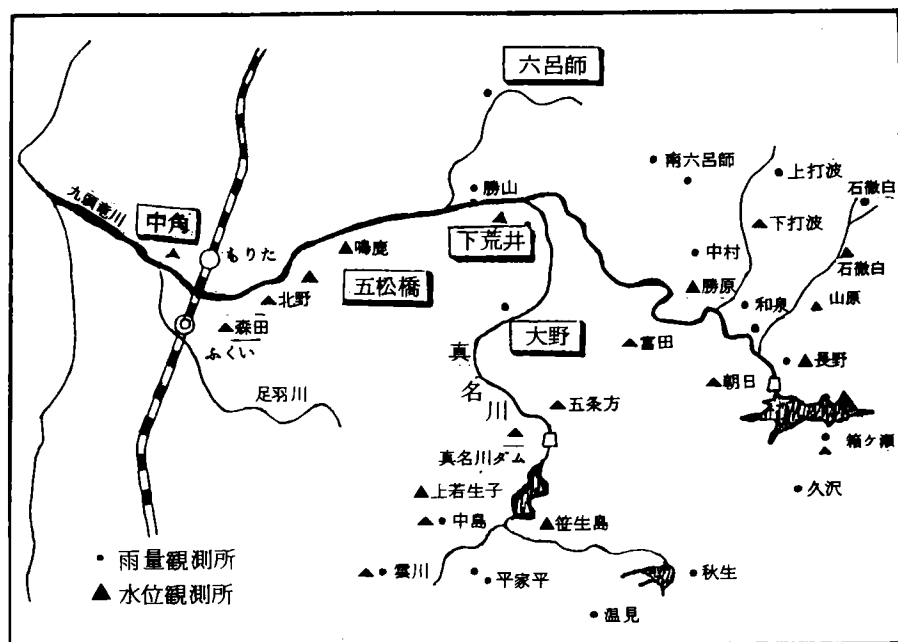


図 6.25 九頭竜川の雨量及び水位観測所

変化がほとんどあらわれていない。又五松橋観測所でも橋りょう部と断面形が異っており水位変化は若干あらわれているが、この変化量と橋りょう部との関係づけを行うのは妥当ではない。一方中角観測所は河川断面も水位変化も国鉄橋りょうとほぼ同じである。このことから同傾向を示している中角観測所を橋りょうの警備のために用い得る地点として選定した。

さらに、中角観測所は九頭竜川における建設省の基準観測点となっており、1時間ごとの観測水位がテレホンサービス化されていて部外者でも容易に水位を知る事ができるので、水位の相関を取るための箇所として最も適切と判断した。

中角水位観測所と国鉄橋りょうとの水位の相関を求める通常の方法としては同時に水位を観測したデーターを使用すれば最も良いが、そのデーターがほとんど無いため、河川断面、平均水面こう配、河床の粗度係数等により中角観測所と国鉄橋りょうのH-Q図をそれぞれ作成し、直接水位の相関関係を見る事とした。

表 6.17 は中角水位観測所と国鉄橋りょう部のH-Q図を作成するための条件を示したもので、これを用いマンニングの水力公式を使ってH-Q図をもとめる。

表 6.17 中角観測所と国鉄橋りょう H-Q図作成条件

| 条 件       | 中 角                    | 国鉄九頭竜川橋りょう     |
|-----------|------------------------|----------------|
| 河 床 勾 配   | 1/1200                 | 1/1200         |
| 高 水 位 勾 配 | 1/1520                 | 1/1520         |
| 粗 度 係 数   | 低水路 0.035<br>高水路 0.060 | 0.035<br>0.060 |

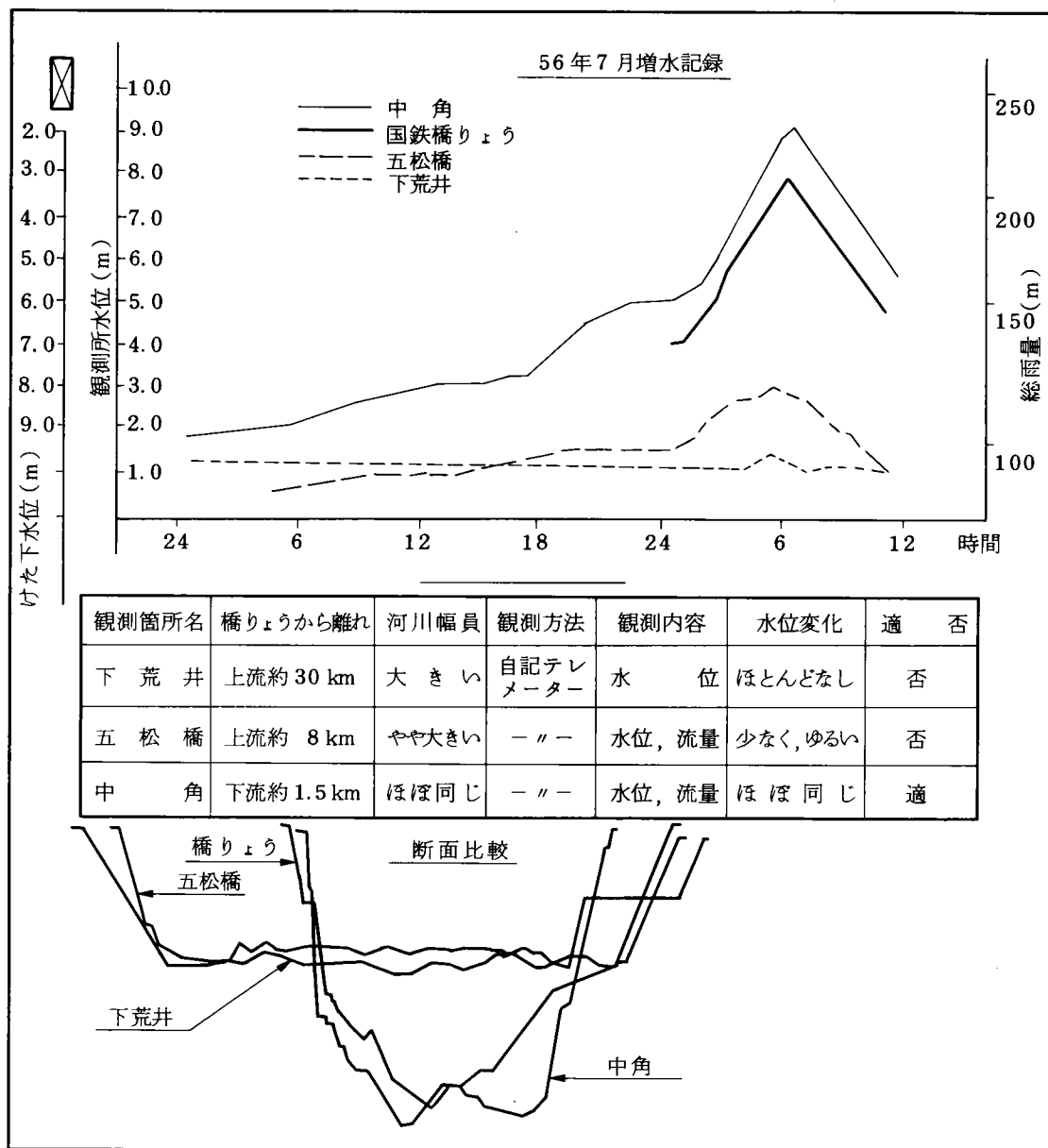


図 6.26 56年7月増水記録

この方法は建設省福井工事事務所で使用しているものと同じであり、これにより作成した中角観測所、国鉄橋りょうのH-Q図は、それぞれ図 6.27、図 6.28に示す通りである。図 6.28の点線で表わしたのは計画値に基づき算出したH-Q図であり、実線は昭和56年7月の実測データを基に作成したものである。これを過去の他の出水記録とチェックした結果、約 10 cm 程度の誤差であり、このH-Q図による水位推定は実用上支障無いと判断した。

図 6.27、図 6.28の比較によれば両方のH-Q図は極めて類似しており、又地点も遠くないので両者の同時間の時の流量もほとんど差がないとみなしてよい。

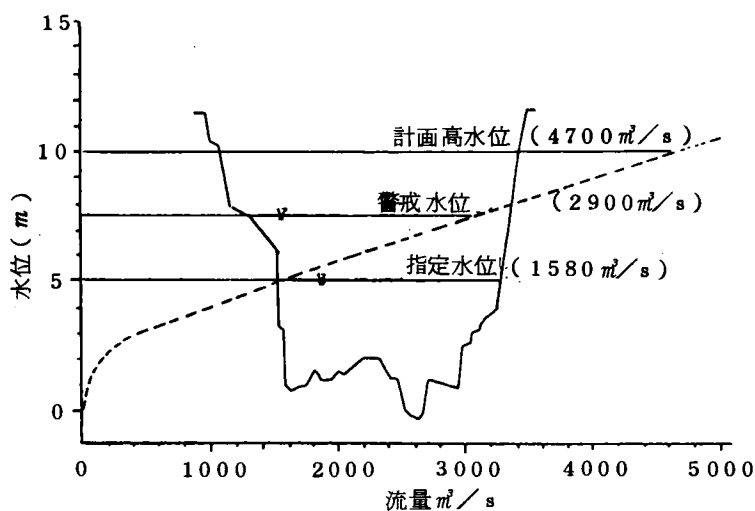


図 6.27 中角 H - Q 図

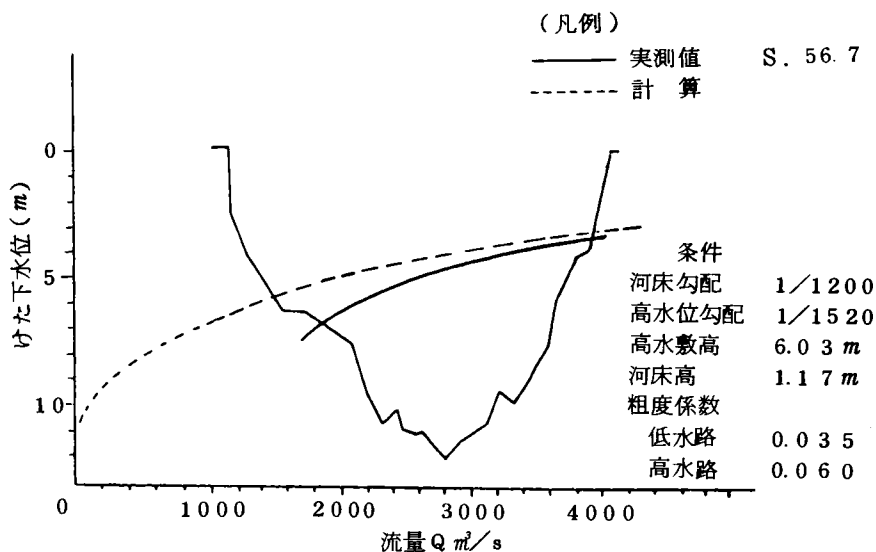


図 6.28 九頭竜川橋りょう H - Q 図

この事より中角観測所の水位から 2 つの H - Q 図を使って国鉄橋りょうの水位を次のように推定することとした。

- ① 中角観測所の水位をテレホンサービスで聞く。
- ② 中角観測所の H - Q 図を使って中角観測所の水位から流量を求める。
- ③ 求めた流量を国鉄橋りょうの H - Q 図に写す。
- ④ 国鉄橋りょう H - Q 図の交点から水位を読み、これを推定水位とする。

次に雨量データーの活用可否の検討のため上流の雨量と橋りょう水位の相関について検討した。

図 6.29 は 56 年 7 月の出水時の大野、六呂師の降雨状況と中角の水位の関係を示したものである。大

野と六呂師の平均降雨累計曲線によって比較すると、水位の上昇とほぼ類似の形状を示し、それぞれの累計曲線と比べるより明確に比較が可能である。このことから上流雨量との相関は、大野、六呂師の平均雨量累計曲線により行う事とした。

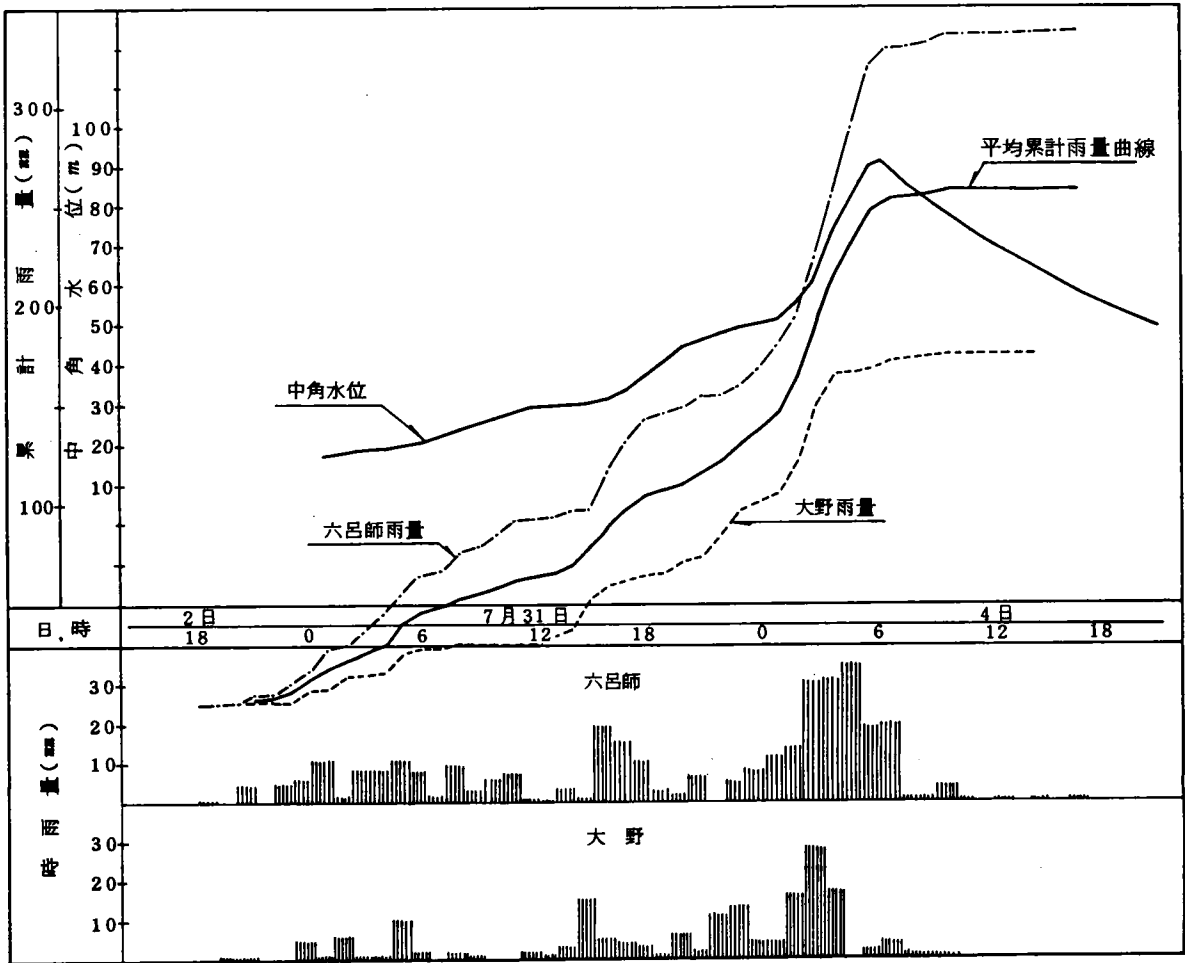


図 6.29 降雨と水位 ( 56. 7 )





上流降雨量と水位の上昇の関係は本来計算式を使って詳細に検討すべきであるが、ここでは図6.29の結果より判断し、平均降雨量累計曲線と水位曲線で単純に相関することとした。図6.29から大野、六呂師の平均時雨量が10mm程度降り続いていれば、橋りょう水位は約3時間で約1.0mの上昇があり、平均時雨量が20mm以上降り続いていれば、約2時間で約1.0mの上昇となる。また10mm程度の時雨量が続いた後、降りやむと約3時間で約1.0mの下降となる。これらのことから降雨時に大野、六呂師の平均降雨量累計曲線と橋りょう水位の間には表6.18のような関係があると判定した。

九頭竜川橋りょう付近は建設大臣の指示により水防警報を行う区域に含まれていて、中角観測所は警報を実施する対象水位観測所となっている。

水防警報は中角観測所の水位を基準に「待機」「準備」「出動」「解除」が発動されることになっ

ている。「準備警報」は指定水位の約2時間前、「出動警報」は警戒水位の約1時間前に発令されることになっている。これを橋りょうと関連づけると、中角観測所の水位が指定水位である5.0mの時は先のH-Q図のより、国鉄橋りょうの桁下水位は7.0mとなり、警戒水位である7.5mの時は桁下水位では4.5mとなる。

表6.18 増水傾向

| 大野，六呂師の降雨状況      | 推定水位カーブ形状   |                   |
|------------------|---|-------------------|
| はげしく降りつづく 20mm程度 |  | 急激な上昇 2時間で約1.0m   |
| 降りつづく 10mm程度     |  | ゆるやかな上昇 3時間で約1.0m |
| はげしく降りつづいた後降りやむ  |  | 下降線 2時間で約1.0m     |
| 降りつづいた後降りやむ      |  | 下降線 3時間で約1.0m     |

一方、九頭竜川橋りょうの警戒水位は桁下6.0mでこの水位は中角観測所では8.0mであり、中角観測所の警戒水位より50cm余裕がある事になる。以上の事をまとめたものが表6.19である。

表6.19 中角観測所水位と九頭竜川橋りょう水位の相関

| 観測所      | 警報水位 | 指 定   | —     | 警 戒   | —     | —     |
|----------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 中 角      |      | 5.0 0 | 6.0 0 | 7.5 0 | 8.0 0 | 8.9 0 |
| 九頭竜川橋りょう |      | 7.0 0 | 6.0 0 | 4.5 0 | 4.0 0 | 3.0 0 |
| 観測所      | 規制水位 | —     | 警 戒   | —     | 徐 行   | 停 止   |

\*九頭竜川橋りょうの水位はけた下水位である

このことから橋りょうの警戒は「準備警報」が発令されてから行動をおこしてもよいと判断し、以後そのようにする事とした。以上の関係をフローチャートにまとめると図6.30のようになる。

この方式は少ないデーターによっている事等問題が多いが、金沢鉄道管理局では従来の沿線雨量のみによる警備よりは良いと判断し、暫定的にこの方法を用い、今後データーを積み重ねて速やかに補正を行うこととしている。

#### (4) 甘木線筑後小郡～筑後松崎間、宝満川橋りょう

ここでは根入れの浅い橋りょうに対し詳細な検査を行い、現状を把握し、根固工による補強を検討実施し、補強前と補強後のそれぞれに対して必要な警備システムを採用したと言う洪水に対する安全管理及び警備システムの一貫して行われた例について述べる。

##### 1) 河川と橋りょうの概況

宝満川は筑後川水系の1級河川であり、延長30km、流域面積約150km<sup>2</sup>を有する。川幅は約100mで河床は1/700と緩こう配であるため、流速も平水時で0.2～0.3m/sと小さい。現在、上流方は福岡市

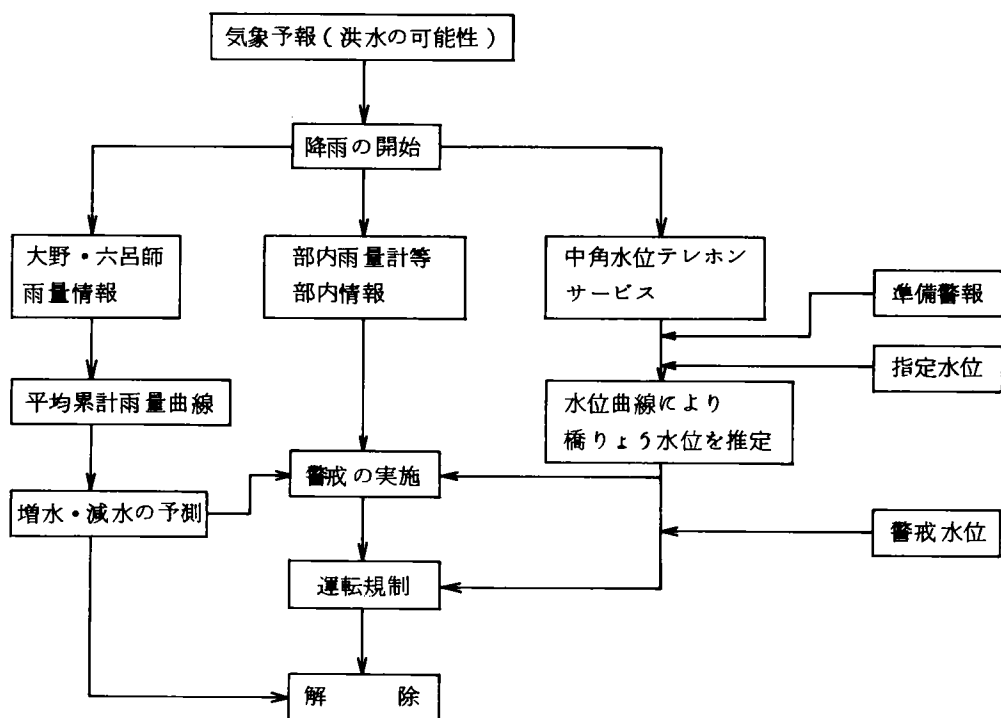


図 6.30 部外情報にもとづく橋りょう警備のフローチャート

郊外であるためベッドタウン化が進んでおり、上流約9km地点にある筑豊本線宝満川橋りょうでは昭和36年より数回に及ぶ洗掘災害が発生し、昭和48年～55年までに約1.5m河床低下しており、根固工が施工されている。また、昭和47年下流方約150m地点の大板井橋（県道甘木～鳥栖線）の橋脚が洗掘のため流失倒壊している。以上のように、宝満川は砂河道であり、逐次河床低下し易い特性を有している河川である。

次に宝満川橋りょうは経年45年、延長94.3m（13.7m×7スパン）のRC橋である。基礎は橋台がくい基礎（木くい $\ell=4.0\text{m}$ ）、橋脚は1～5Pがフーチング基礎、6Pがくい基礎（木くい $\ell=5.0\text{m}$ ）で橋脚周辺の河床材料は砂礫及び固結粘土となっている。

昭和51年2月に下流方9mの地点にレールぐいによるふとん籠工が河床低下防止工として川幅全体（ $\ell=66\text{m}$ ）にわたり施工されている。災害暦は特になく、橋りょう付近の既往最高水位として昭和28年6月に桁下水位0.45m（TP16.05m）を記録している。

## 2) 検査及び健全度の判定

この橋りょうについて、6.3に述べたような手法で行った検査及び健全度の判定は次のようになっている。

まず根入れについて見ると、2P～5Pの根入れ比の推移は図6.31の通りであり、昭和58年には根入れ比は0となった。



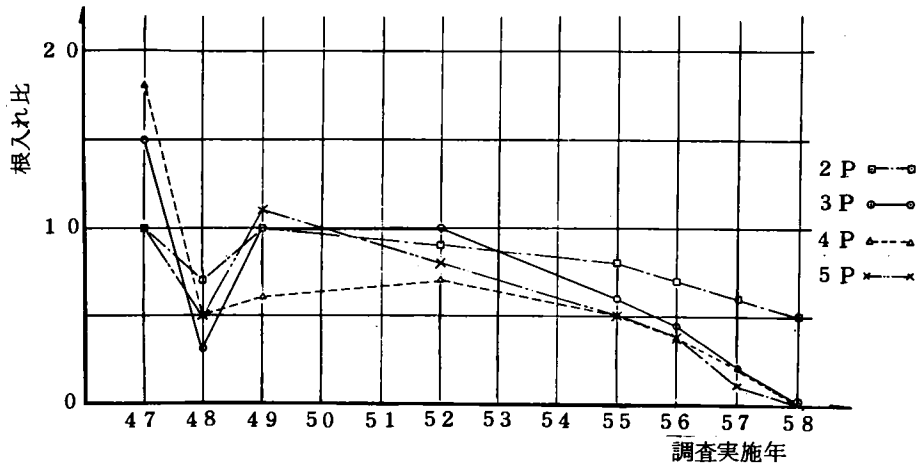


図 6.31 根入れ比の推移状況

昭和56年に3P, 4P, 5Pの河床はそれぞれフーチング上面にまで達しており、洪水時の出水により洗掘が助長されたものと考えられる。

河床変化、洗掘状況は図 6.32, 6.33 に示す通りである。このように橋りょうの洗掘が進んでいる事が把握されているのに限界まで処置がなされていないのは別の意味で問題であるが、これはこの線区が廃止予定である事にもよる。このように洗掘の進んだ原因としては次のものがあると考えられる。

- ① 上流部の宅地開発（福岡市のベッドタウン化）。
- ② 砂河道のため降雨時の出水により河床低下している。
- ③ 上流部に比べ橋りょう横断部の断面が小さくなっている。
- ④ 昭和51年左岸の護岸建設による流心の変化（2P→4P）及び局所洗掘深の増大。
- ⑤ フーチングの露出に伴う洗掘深の急増（昭和56年以降）。すなわち、フーチング径が橋脚径と同じのごとくなったものである。

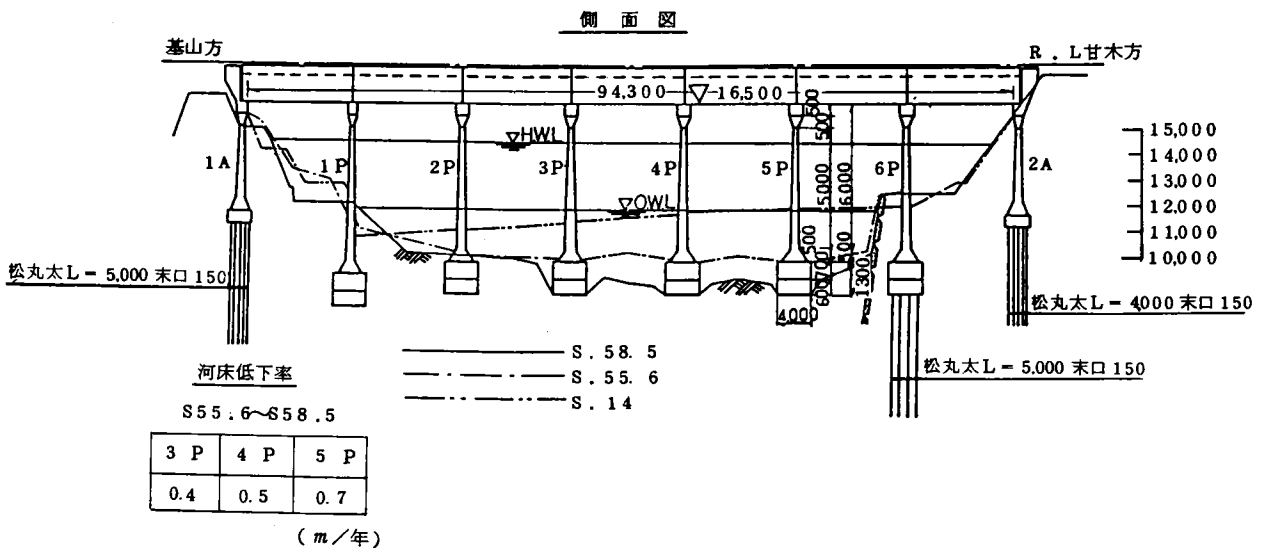


図 6.32 河床変化図

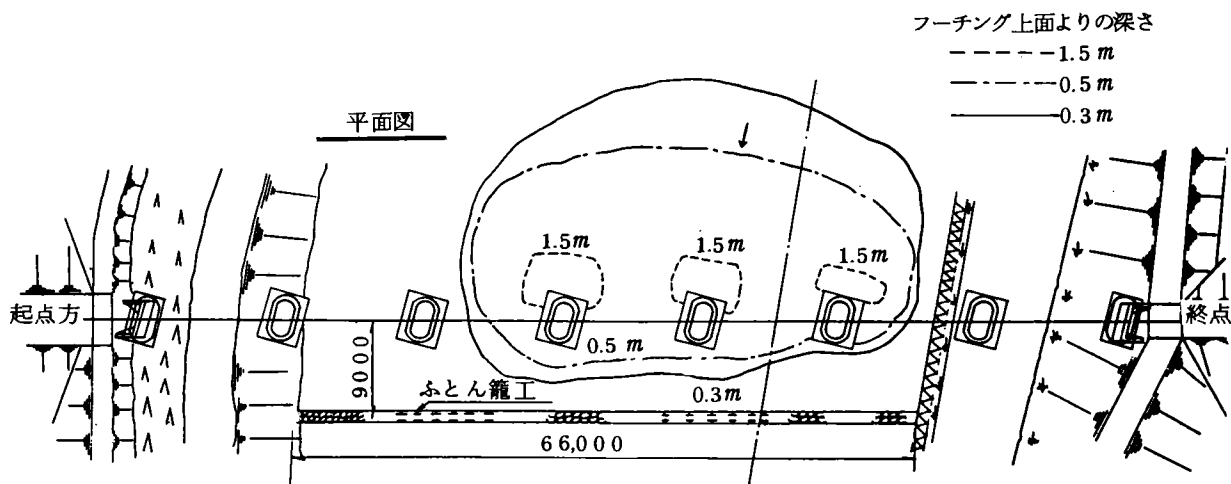


図 6.33 洗掘状況図

#### ⑥ 井堰の建設による影響

次に振動・沈下試験の結果について見ると表 6.20 の通りであり、特に洗掘のはなはだしい 3 P, 4 P, 5 P においても振幅、周期共に標準値 ( $B=0.70$ ,  $T=0.35$ ) 以下であり、沈下の値も昭和49年1月より昭和58年5月の方が小さい数値を測定した。

表 6.20 宝満川橋りょう下部工沈下振動試験

| 測定<br>年月日 | 橋脚<br>番号 | 根<br>入<br>比 | 測定<br>機関車 | 鉛直変位試験                |                 | 振 動 試 験 |      |      |      |      |      | 記 事 |
|-----------|----------|-------------|-----------|-----------------------|-----------------|---------|------|------|------|------|------|-----|
|           |          |             |           | 単位<br>鉛直<br>変位<br>沈下量 | 鉛直<br>変位<br>の 差 | 左 右 動   |      |      |      |      |      |     |
|           |          |             |           |                       |                 | 1 次     |      |      | 2 次  |      |      |     |
|           |          |             |           |                       |                 | 振 幅     | 周 期  | 卓越周期 | 振 幅  | 周 期  | 卓越周期 |     |
|           |          |             | cm/h      | mm/10000              | mm/10000        | mm      | SEC  | SEC  | mm   | SEC  |      |     |
| S.49.1    | 3        | 0.9         | DE10      | 40                    | 70              | 55      | 0.10 | 0.05 | —    | 0.34 | 0.30 |     |
|           | 4        | 1.1         | キハ20      | 60                    | 115             | 6       | 0.10 | 0.05 | —    | 0.20 | 0.55 |     |
|           | 5        | 0.6         | キハ20      | 64                    | 109             | 16      | 0.10 | 0.05 | —    | 0.38 | 0.90 |     |
| S.58.5    |          |             |           |                       |                 |         |      |      |      |      |      |     |
|           |          |             |           |                       |                 |         |      |      |      |      |      |     |
|           |          |             |           |                       |                 |         |      |      |      |      |      |     |
|           | 3        | 0.0         | DE10      | 299                   | 66              | 5       | 0.30 | 0.25 | 0.10 | 0.10 | 1.30 |     |
|           | #        |             | DE10      | 299                   | 55              | -26     | 0.29 | 0.35 | 0.30 | 0.10 | 1.35 |     |
|           | 4        | 0.0         | DE10      | 224                   | 56              | 49      | 0.10 | 0.05 | 0.35 | 0.10 | 1.00 |     |
|           | #        |             | DE10      | 188                   | 51              | 19      | 0.24 | 0.35 | 0.30 | —    | —    |     |
| 5         | 0.0      | DE10        | 229       | 46                    | 18              | 0.22    | 0.30 | 0.25 | 0.22 | 2.90 |      |     |
| #         |          | DE10        | 229       | 38                    | 16              | 0.10    | 0.05 | 0.25 | 0.13 | 0.30 |      |     |

この事より見てもこのような方式により直接橋りょうの健全度を判定する事が困難である事が良く分かる。なお、3 Pの振動及び沈下試験の検測データーを図 6.34 に示す。

次に安定計算について述べる。通常は洪水水位に応じて洗掘深を求めその結果を用いて安定計算を行うが、事実上根入りが0に近いものがあるので、洗掘についてはどの位の水位で洗掘が始まるかをチェック

した。洗掘深の予測式としては本研究で Tarapore 型の式を提案するに当たりデータの基礎として用いた須賀等の提案グラフを用い、河床材粒径  $2.0 \times 10^{-2} \text{m}$  として計算した結果図 6.35 のようになり、桁下水位 3.8 m で危険が想定される事が分かった。

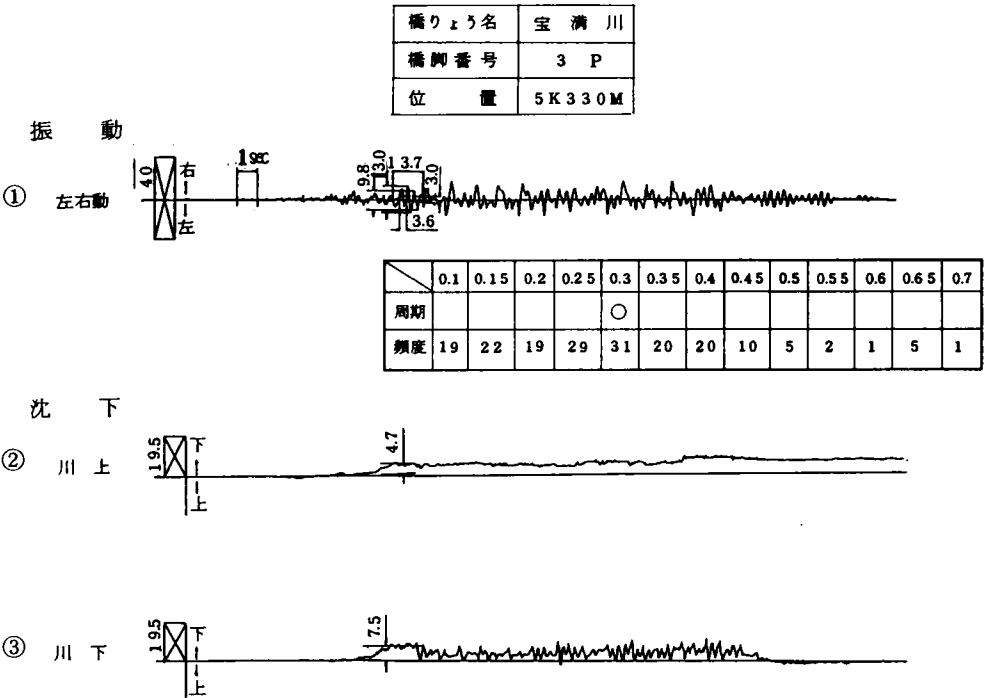


図 6.34 振動沈下波形再生整理表

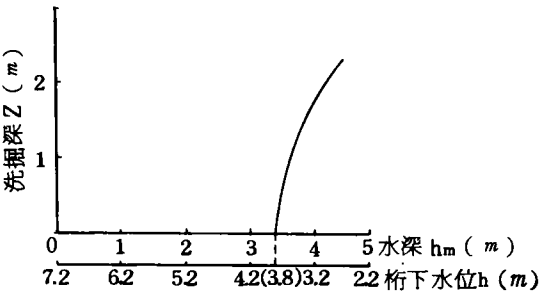


図 6.35 洗掘深予測結果図

次に安定計算の算出に必要な地盤の支持力については次のように仮定する事にした。まず、潜水調査により河床砂礫及び部分的に隆起している固結粘土が相当堅固である事を確認した事、並びに最大入線機で安定計算を行うと線路直角方向に対し支持力は  $39.7 \text{tf/m}^2$  以上計算上必要であり、かつ、振動沈下試験結果が良好で必要な支持を果たしていることから、許容支持力  $40 \text{tf/m}^2$  は十分期待できると判断し計算し

た。なお、根入れ比が0に近いので洗掘にたいしては根入れの減少よりむしろ支持面積の減少を考慮して算出した。

その結果、表6.21のような状況となった。従って健全度の総合判定としては局限の洗掘状態であり、一方豪雨による水位上昇の予測は万全ではないので、安全のため緊急な徐行が必要であり、又早急な根固工施工を必要とする。更に根固め完了までの間について変状の早期発見のため時系列的な検測を必要とする判定した。

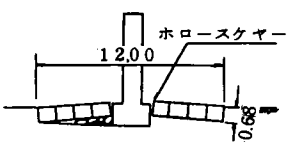
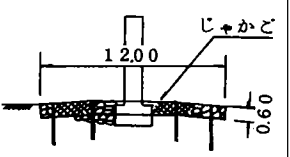
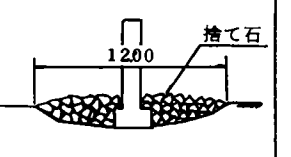
表 6.21 安定計算結果

| 種別     | 荷 重 条 件    | 安 全 率 |     |      |     |
|--------|------------|-------|-----|------|-----|
|        |            | 標 準 値 | 転 倒 | 滑 動  | 支 持 |
| 線方路向   | 常時＋一時（平水位） | 2.0   | 4.0 | 15.2 | 1.5 |
|        | 地 震 時（"）   | 1.2   | 1.4 | 3.2  | 1.4 |
| 線角路方直向 | 常時＋一時（平水位） | 2.0   | 2.0 | 6.1  | 1.0 |
|        | 地 震 時（"）   | 1.2   | 2.6 | 4.1  | 1.9 |

### 3) 防護工の施工

このように健全度が極限状態であるため、緊急に徐行の手配をし根固工を施工することとした。根固工法として締切によるコンクリート根固工、コンクリートブロック工、蛇籠工、捨て石工等が挙げられるが、線区の経営状況及び緊急度を加味し、特にコンクリートブロック工、蛇籠工、捨て石工について表6.22のように総合的に検討した結果捨て石工に決定し、その径（重量）については限界流速より次のよ

表 6.22 根固め工法の検討

| 比 較 項 目 | 案 1   |   | 案 2   |   | 案 3  |   |
|---------|---|---|---|---|--|---|
|         | ブ ロ ッ ク 工 法   |   | じ ャ か ご 工 法   |   | 捨 て 石 工 法  |   |
| 概 略 図   |  |   |  |   |  |   |
| 施 工 性   | 比較的容易   | ○ | 比較的困難   | △ | 比較的容易  | ○ |
| 工 費     | 14,500千円  | △ | 12,000千円  | ○ | 7,500千円  | ◎ |
| 根固めの効果  | 大   | ○ | 中   | △ | 中(捨て石径の検討)   | △ |
| 部外との関連  | 比較的容易   | ○ | 比較的容易   | ○ | 容 易  | ◎ |
| 総 合 評 価 | ○   |   | △   |   | ◎  |   |

うに算出した。

- ① 河床材料の粒径 ( $d_m$ ) と限界摩擦速度 ( $U_{*c}$ ) とを関連づけた岩垣の実験式を用いる。

$$U_{*c}^2 = 80.9 d_m \quad \text{但し } d_m \geq 0.303 \text{ cm}$$

- ② Manning 式と摩擦速度の式により次の基本式を得る。

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{Manning 式}$$

$$U_*^2 = g R I \quad \text{摩擦速度式}$$

$$U_* = U_{*c}, \quad V = V_c \quad \text{とおくと}$$

$$\text{基本式} \quad V_c = \frac{0.029 \sqrt{d_m}}{n} \times R^{1/6} (\text{m/s})$$

$$\text{算定条件} \quad R = 3.8 (\text{HWL}) \text{ のとき, } n = 0.030$$

この基本式より捨て石の粒径 ( $d_m$ ) と HWL 時における流失に対する安全率の関係を求めると表 6.23 のような結果となり、捨て石の粒径  $d_m = 0.30 \text{ m}$ 、重量  $W = 40 \text{ kg}$  / 個の時、安全率約 2.5 となり流失に対して十分安全であると判断した。

使用した捨て石重量は約  $50 \text{ kg}$  / 個で、 $300 \text{ m}^3$  を組立台船にて運搬・投下した。フーチング下面の洗掘箇所については潜水夫により栗詰めを行い、捨て石の整理を行った。

なお、時系列変化を把握するため出来形図面を特に詳細に作成した (図 6.36)。

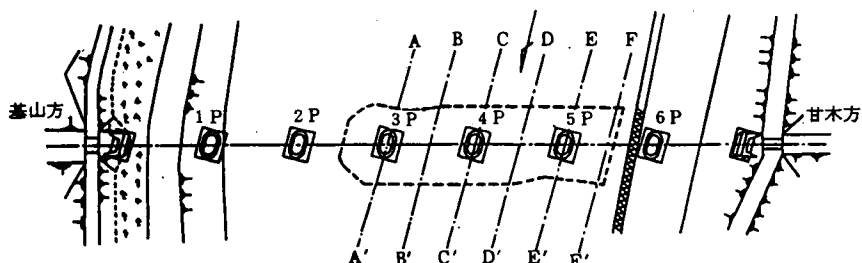
表 6.23 捨て石の粒径と安全率

| 粒 径<br>$d_m (\text{m})$ | 重 量<br>$W (\text{kgf})$ | 限界流速<br>$V_c (\text{m/s})$ | 安 全 率<br>$V_c / V$ |
|-------------------------|-------------------------|----------------------------|--------------------|
| 0.10                    | 1.4                     | 3.80                       | 1.36               |
| 0.15                    | 4.6                     | 4.67                       | 1.67               |
| 0.20                    | 10.9                    | 5.40                       | 1.93               |
| 0.25                    | 21.3                    | 6.04                       | 2.16               |
| 0.30                    | 36.7                    | 6.61                       | 2.36               |

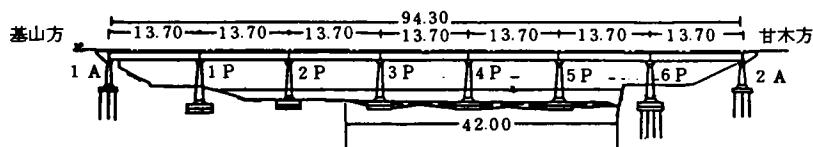
$$(\text{注}) \quad W = \frac{4}{3} \pi r^3 \cdot \rho \quad (\rho = 2600 \text{ kgf/m}^3)$$

$$V = 2.8 \text{ m/s} \quad (\text{HWL 時の最大流速})$$

平面図



側面図



断面図

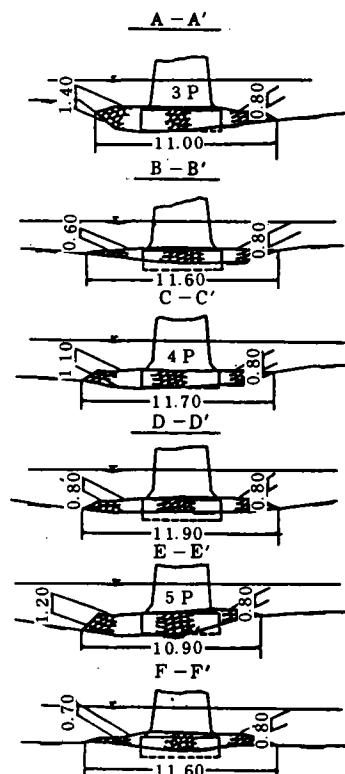


図 6. 36 根 固 め 工 施 工 図

#### 4) 規制水位の決定

根固工施工前の規制水位については、水深  $h_0 = 3.4\text{m}$  (桁下水位  $3.8\text{m}$ ) でちょうど洗掘が発生しない計算となるので、これを暫定規制 (停止) 水位とした。次に根固工施工後については、各水位における捨て石の流失しない限界流速を基本式を用いて算出し、一方各水位ごとの想定流速と比較して捨て石の流失に対する安全率をもとめ、高水位時においても橋脚周辺の捨て石が流失しない事を確認した(表 6.24)。

表 6. 24 運転規制水位と安全率

| 番号 | 桁下水位<br>$h(\text{m})$ | 限界流速<br>$V_c(\text{m/s})$ | 想定流速<br>$V(\text{m/s})$ | 安 全 率   |            |
|----|-----------------------|---------------------------|-------------------------|---------|------------|
|    |                       |                           |                         | $V_c/V$ | $V_c/1.6V$ |
| 1  | 1.6                   | 7.1                       | 3.4                     | 2.1     | 1.3        |
| 2  | 2.0                   | 7.0                       | 2.9                     | 2.4     | 1.5        |
| 3  | 2.5                   | 6.9                       | 2.4                     | 2.9     | 1.8        |
| 4  | 2.7                   | 6.9                       | 2.2                     | 3.1     | 2.0        |
| 5  | 3.0                   | 6.8                       | 1.8                     | 3.8     | 2.4        |
| 6  | 3.5                   | 6.7                       | 1.3                     | 5.2     | 3.2        |

さらに橋りょう地点と上流 100m 地点における流水断面積比 1.6 を考慮し、安全率 2.0，すなわち桁下水位 2.7m を規制（停止）水位とした。また、暫定規制水位（桁下水位 3.8m）より水位が上昇すれば根固工周辺が洗掘される恐れがあることを考慮し、この水位を警戒水位とし、警戒水位より 0.5m 上昇した水位を徐行水位とした（図 6. 37）。

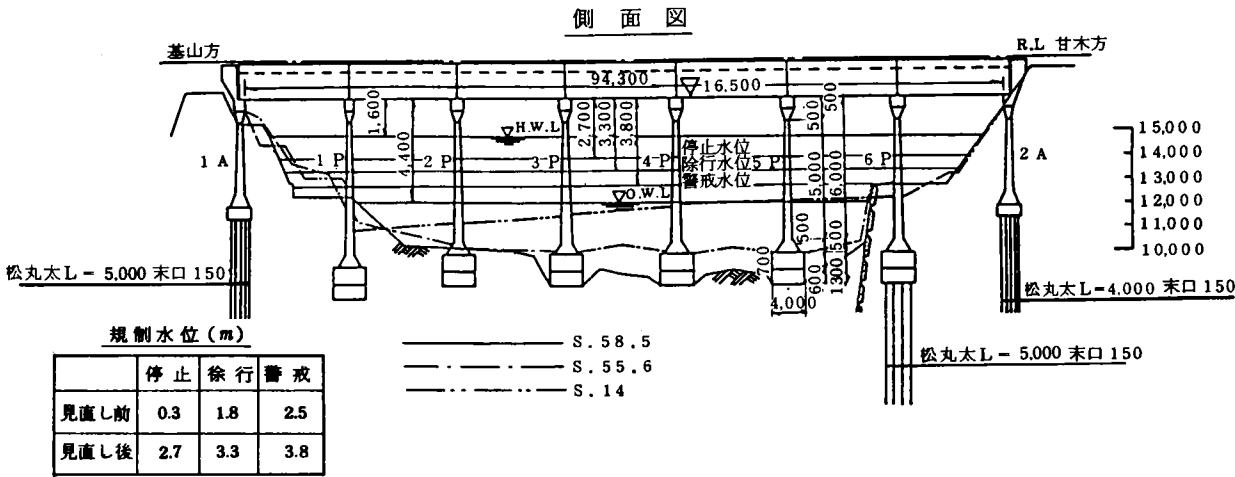


図 6.37 運 転 規 制 水 位 図

そしてなお安全のためこのように定めた水位が一般にいう停止・徐行に対する安全率を有するかどうかを安定計算によりチェックした結果、表 6.25 のようになり、停止水位として十分な安全率を有することを確認した。

表 6.25 安 定 計 算 結 果

|         | 桁下水位 2.7 m（停止水位） |     |       |     |
|---------|------------------|-----|-------|-----|
|         | 標 準              | 転 倒 | 滑 動   | 支 持 |
| 線 路 方 向 | 1.2              | 3.9 | 1 5.0 | 1.7 |
| 線路直角方向  | 1.2              | 2.0 | 5.8   | 1.2 |

5) 気象・河川データーの活用による警備システムの整備

宝満川橋りょう周辺の気象・河川データーの状況は図 6.38 及び表 6.26 の通りである。これらのデーターについて昭和47年以降の主要洪水時の各観測データー及び国鉄の基山の雨量観測データーを調べたところ、表 6.27，表 6.28 に示すような状況であった。

これらについて検討したが、宝満川橋りょうに関して正確な水位観測データーがないため雨量及び他の地点の水位と橋りょう地点の水位の関係は正確に定め難く、又河川の流域面積及び線区の長さも小さいので、なるべく近くの得やすいデーターを用いることとし、基山の雨量観測データーと大板井橋の水位観測

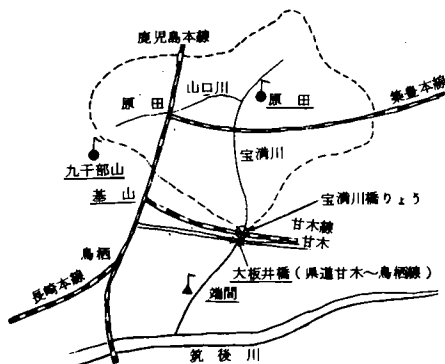


図 6.38 気象、河川データの観測位置

表 6.26 観測の種類

| 管 轄 | 観測所  | 種 類 | 記 号 | 凡 例         |
|-----|------|-----|-----|-------------|
| 建設省 | 原 田  | 雨 量 | ●   | ロボット雨量      |
|     | 端 間  | 水 位 | ▲   | テレメーター水位    |
| 気象台 | 九千部山 | 雨 量 | ●   | ロボット雨量      |
| 福岡県 | 大板井橋 | 水 位 |     | 臨 時         |
| 国 鉄 | 基 山  | 雨 量 |     | 自記雨量計(保線支区) |

表 6.27 主要洪水時の観測 データ

| 番<br>号 | 観測月日         | 建 設 省      |       |       |       | 気 象 台      |       |         |       | 福岡県        |       | 国 鉄   |       |
|--------|--------------|------------|-------|-------|-------|------------|-------|---------|-------|------------|-------|-------|-------|
|        |              | 原 田        |       | 端 間   |       | 九 千 部 山    |       | 大 板 井 橋 |       | 基 山        |       | 基 山   |       |
|        |              | 連 続<br>雨 量 | 日 雨 量 | 時 雨 量 | 水 位   | 連 続<br>雨 量 | 日 雨 量 | 時 雨 量   | 水 位   | 連 続<br>雨 量 | 日 雨 量 | 時 雨 量 | 時 雨 量 |
| 1      | 47.7. 3~7. 6 | 265        | 109   | 34    | 10.84 | 181        | 38    | 14.55   | 458   | 159        | 48    |       |       |
| 2      | 54.6.26~6.30 | 370        | 139   | 23    | 10.32 | 132        | 28    | 14.05   | 491   | 143        | 29    |       |       |
| 3      | 55.8.28~8.31 | 406        | 156   | 37    | 10.53 | 550        | 195   | 30      | 14.65 | 403        | 180   | 23    |       |
| 4      | 57.7.23~7.25 | 174        | 150   | 18    | 10.52 | 344        | 218   | 53      | 14.50 | 293        | 231   | 50    |       |
| 平 均    |              | 304        | 139   | 28    | 10.55 | 447        | 182   | 37      | 14.44 | 411        | 178   | 38    |       |

注 1 : 雨量及び水位共に最大値を示す

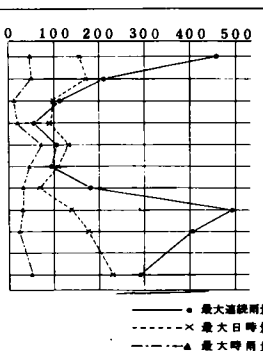
注 2 : 雨量の単位 — mm

水位の単位 — mm

注 3 : 大板井橋水位観測点—宝満川 B 下流約 170m (左岸 )

表 6.28 基山の降雨観測データ

| 番号  | 年 別 | 最大連続雨量 | 最大日雨量 | 最大時雨量 |
|-----|-----|--------|-------|-------|
| 1   | 47  | 458    | 159   | 48    |
| 2   | 48  | 209    | 170   | 50    |
| 3   | 49  | 113    | 100   | 12    |
| 4   | 50  | 62     | 93    | 19    |
| 5   | 51  | 104    | 132   | 68    |
| 6   | 52  | 98     | 107   | 45    |
| 7   | 53  | 180    | 71    | 32    |
| 8   | 54  | 491    | 143   | 29    |
| 9   | 55  | 403    | 180   | 23    |
| 10  | 56  | —      | —     | —     |
| 11  | 57  | 293    | 231   | 50    |
| 平 均 |     | 241    | 139   | 38    |



データによって大よその目安をつけることとした。そして主要洪水時の両観測データを比較検討した結果、基山の雨量データについて日雨量100mm、連続雨量250mmを停止水位に対する大よその目安値と考え、降雨状況、現地状況等を考慮して総合的に判断することとした。このようにして警備のシステムを定めたが、橋りょうの健全度は極限状態であり、警備のシステムに若干の仮定もあるため、直接傾斜計、



クラック計及び直線設定杭を設置して変状観測を実施する事とした。その結果は表 6.29 の通りであるが、出水に対しても異常値は検出されなかった。また梅雨季後の調査で根固工の変状がないことを確認し 8 月 12 日に徐行 (25km/h) を解除した。

表 6.29 検 測 機 器 測 定 結 果

| 測定箇所<br>測定月日 | 傾斜計  |      | クラック計 (mm) |      |      |      |      |      |         | 直線設定杭(mm) |         |         |         |         |   | 備 考 |
|--------------|------|------|------------|------|------|------|------|------|---------|-----------|---------|---------|---------|---------|---|-----|
|              | 3 P  | 4 P  | 1 P        | 2 P  | 3 P  | 4 P  | 5 P  | 6 P  | 1       | 2         | 3       | 4       | 5       | 6       |   |     |
| S.58<br>6.6  | 1028 | 1004 | 0.83       | 1.40 | 2.42 | 1.25 | 1.65 | 1.32 | +-<br>0 | +-<br>0   | +-<br>0 | +-<br>0 | +-<br>0 | +-<br>0 | + ..... 左<br>- ..... 右                    |     |
| 6.13         | 1028 | 1004 | 0.85       | 1.51 | 2.39 | 1.28 | 1.60 | 1.30 | 0       | 0         | 0       | 0       | 0       | 0       |   |     |
| 6.19         | 1028 | 1004 | 0.86       | 1.48 | 2.40 | 1.40 | 1.60 | 1.34 | 0       | 0         | 0       | 0       | 0       | 0       |   |     |
| 6.20         | 1028 | 1004 | 0.85       | 1.60 | 2.35 | 1.35 | 1.60 | 1.34 | 0       | 0         | 0       | 0       | 0       | 0       |   |     |
| 7.19         | 1028 | 1003 | 0.85       | 1.37 | 2.40 | 1.30 | 1.60 | 1.27 | 0.      | 0         | 0       | 0       | 0       | 0       | 月日 基山雨量桁下                                 |     |
| 7.25         | 1029 | 1003 | 0.85       | 1.60 | 2.42 | 1.39 | 1.63 | 1.34 | 0       | 0         | 0       | 0       | 0       | 0       | 7.15 67mm<br>7.16 -105 -2.8m<br>7.17 - 71 |     |

## 参 考 文 献

### 6 章

- 1) 村上 温：国鉄における線路建造物の保守 — その組織とトンネルの実例を中心にして — 土木学会誌 56-12, 1971
- 2) 村上 温：維持管理の技術手法 — 6 — 鉄道構造物, 土木学会誌 68-10, 1983
- 3) 既設橋梁監査心得, 鉄道院, 1914
- 4) 橋梁溝橋監査規程, 鉄道省, 1923
- 5) 工務関係建造物図表整備心得, 鉄道省, 1935
- 6) 建造物保守心得, 国鉄施設局, 1956
- 7) 建造物検査標準, 国鉄施設局, 1965-9
- 8) 土木建造物の取替標準, 国鉄施設局, 1974-3
- 9) 鉄道運転規程, 逓信省, 1900
- 10) 天災事変警備心得, 鉄道省, 1923
- 11) 量水標設置規程, 鉄道省, 1921
- 12) 降雨に対する運転規制基準作成要領, 部内要領, 施設局, 運転局, 1972-9
- 13) 土木建造物検査の手引き, 国鉄施設局土木課, 1982-3
- 14) 振動による橋りょう下部構造の健全度判定指針, 1965
- 15) 村石, 尚：河床変動と橋りょう管理, 鉄道土木 23-2, 1981
- 16) 線路等災害警備基準規程, 部内規程, 施達 19, 1965-11-10
- 17) 運転取扱基準規程, 部内規程, 運達 33, 1964-12-15
- 18) 河川増水に関する情報の連絡体制整備及び活用方 (案), 1983-10
- 19) 第15回建造物検査技術講演会記録, 国鉄施設局, 1985年1月

## 7. 結 論

### (1) 本研究の成果

本研究により得られた成果の要点を述べると次のようである。

- 1) 河川を横断する鉄道橋にはレンガ、石積みの躯体及び直接基礎又は木くい基礎を用いた旧式構造のものが多く、且つ一般に短径間で根入れが浅い。これら旧式橋りょうは山本の河川分類による山間地急流部又は扇状地河川に大半が位置しており、洪水時に橋脚が傾斜又は転倒する等の災害を受けている。全国的な被災の実態調査によれば洪水による被災橋りょうの約90%が経年40年以上、約70%が直接基礎、約20%が木くい基礎であり、約80%が支間20m以下、約70%が橋長200m以下であった。

又、これらの災害は洪水により橋脚が局所洗掘を受けこれに河床変動の影響が加わった結果生ずるものである事が明らかになった。

- 2) 昭和57年8月に発生した富士川橋りょう下り線4号橋脚の被災の機構を明らかにするため河床変動の傾向、被災地及びその後の河川及び橋脚の状況等の調査を行い、更に4号橋脚を含む流心部分を42m抽出した模型水路に実際の橋脚と同形式の1/35の模型を配置し、流量、流向、防護工の設置条件を変化させた水理実験を行った。その結果次のことが明らかになった。

- ① 下り線4号橋脚は河床低下により根入れ比が約1.4と小さくなっていた所へピーク時約14,400m<sup>3</sup>/s、10,000m<sup>3</sup>/s以上の洪水継続時間約3時間という未曾有の洪水を受け洗掘により転倒したものである。
  - ② 流水が橋脚に対して約10°偏心したこと及び防護工として用いられていた根固めブロックのうち乱積みであった大阪方のものがより早く流失したことのため、大阪方に転倒した。
  - ③ 10,000m<sup>3</sup>/sの流出では根固めブロックが流失しないため、既往最大の約10,000m<sup>3</sup>/sの洪水の時には転倒を免れたものである。
- 3) 橋脚の洗掘は局所洗掘に河床変動の影響が加わったものであり、防護工の施工されている場合はその影響も受ける。このような橋脚の洗掘深は次のようにして算定できる。

- ① 局所洗掘深  $Z/D = 1.45(hm/D)$  ( $hm/D < 1$ )

$$Z/D = 1.45 \quad (hm/D \geq 1)$$

$Z$  : 洗掘深       $hm$  : 平均水深       $D$  : 橋脚幅

- ② 河床変動の影響

中規模河床波の卓越する場合は河床形態とみお筋の変化の有無を見定め、その状況及び橋脚の位置とみお筋の関係に応じて基準面を設定し、その基準面より局所洗掘深を算定しなければならない。

本研究の結果によれば交互砂州等の波高は河岸付近が大きく、河道中央部に位置する橋脚に対する中規模河床波の影響は1m程度である事が実測値より明らかとなった。しかしながら、河口砂州の影響区間やポイントバーの前縁付近（蛇行流路の水衡部）に位置する橋脚については1洪水による洗掘深が1m以上に及ぶ場合があるので実測値による詳細な検討が必要である。さらに小規模河床波の卓越する場合にはその波高の8割程度が局所洗掘深に影響すると考えられる。

- ③ 防護工の影響

橋脚の洗掘を直接防止する根固工の場合は、流速等の水理量と根固工の耐力を比較し耐力が十分

であると判断される場合は洗掘は進行しないとしてよい。流失が考えられる場合は根固工を無視して計算する必要がある。この場合根固工の施工範囲が洗掘深と河床材料の安息角を考慮した範囲より広くなければならない。

直接洗掘を防止せずシートパイル等で橋脚を囲っている場合は防護工の外径を橋脚径とみなして洗掘深の計算を行う。根固工の場合でその施工範囲が不十分の場合も同様である。

- 4) 2)に述べた実験の際に橋脚に加わる流体力を測定した他、この実験と同じ模型水路を用い円形橋脚を単独及び2本配列した際の流体力を橋脚の間隔や角度、及びフルード数の異なる条件下で測定した。

その結果、抗力を算定する際に用いる抗力係数としては従来の国鉄の技術基準に定めていたものの2倍を用いるのが妥当である事がわかった。又、算定に際し橋脚の配置状況や流水の角度により細かく抗力係数を変える事は実用上必要ない事がわかった。

- 5) 防護工の機能等については次のように言える。

- ① 山間地、扇状地河川の急流部には直接洗掘を防止するコンクリートブロック工等の根固工が有効であり、緩流部でシートパイルの打ち込み可能な場では橋脚をシートパイルで囲う工法が有効である。
- ② 根固めブロック工の設計・施工については、施工範囲として洗掘深と河床材料の安息角を考慮した値より十分広くする事、河床状況との関連に十分注意し上流側は剝離破壊され難いもの、下流側は河床とのなじみの良い屈撓性のものを施工する事、重量を増加させ緊結一体化する方が有効である事及びブロックの下方の河床材の吸い出しを防止する工法を併用する事、等が必要である。

- 6) 洪水時の橋りょうの警備については次のように言える。

- ① 流域面積 $100\text{km}^2$ 以下では沿線の雨量により、 $500\text{km}^2$ 以上では上流方の水位等の水理量により、 $100\sim 500\text{km}^2$ の間は両者の併用により警備のタイミングを定める必要がある。
- ② 規制水位を定めるための安定解析においては、直接基礎の場合は列車の徐行に対し1.2、停止に対し1.5の安全率を取り、ケーソン基礎の場合は洗掘深の長さに見る事により安全率を定めれば良い。
- ③ 国や地方自治体の情報を、鉄道橋の警備との関連を技術的にチェックした後、十分活用する必要がある。

上記の成果を日常の検査・情報収集、その結果を用いた健全度の判定及び必要な防護工の施工又は補修、洪水時の警備に有効に活用する事により合理的な安全管理が行える。

## (2) 本研究の意義

このような成果を得た本研究の特徴を示せば次のようである。

- ① 実橋りょうの被災例について詳細な調査、再現実験のデーターにもとづいて転倒計算を行いその状況を実証した例は過去になく、本研究独自のものである。
- ② 洗掘の基礎実験に関して特に水深粒径比の小さい場合を取り上げているがこれは鉄道の橋りょうの被災例が山間地の急流部に多く、しかもこれらの地区の水理特性である水深粒径比の小さい部分について実験した例が過去にないためである。又、実際の橋りょうに例の多い橋脚が接近して併設されている場合の洗掘の形態について検討している。
- ③ 実験により橋脚部に加わる抗力を測定し、抗力係数に関する基準の修正を指摘した。

- ④ 従来、経年による河床変動を調査、研究したのは1級河川が主体であるが、本研究では山間地急流河川についても調査を行っている。又、橋脚の局所洗掘の問題に洪水前後の河床波の変化を現地調査により確認し考察を加えている。
- ⑤ 実橋りょうにおいては橋脚防護工が施工されている場合がほとんどであり局所洗掘の問題を扱う場合には防護工の機能について評価を加えなければ総合的な対策とはなりえない。本研究では防護工の機能評価について力点を置いた。
- ⑥ 運転規制、線路警械のシステムに関し総合的に見直しを行っている。

すなわち本研究はこのように河川工学の分野の知見を鉄道橋の安全管理に応用しようとした点について過去に例がなく、その意義は大きいと言える。

### (3) 今後の課題

洪水による鉄道橋の災害の現状の分析により摘出された河川にかかる鉄道橋の管理に関する問題点に対し種々の角度から研究を進めた結果、より有効な橋りょうの管理に対し提言を行う事ができた。

しかし、本研究以前の類似の研究の乏しい事、鉄道の土木建造物の保守体制が整備されて以来日が浅い事、鉄道の技術体系が線路方向中心で横断する河川の方向に十分な配慮がなされていなかった事等のためデータの集積が十分でなく、今後の課題もまだ残されていると考えられる。

以下に今後の課題を展望し、本研究のしめくくりとしたい。

今後の課題の第1は、本研究の成果を用い早急に現場の警備及び保守体制を見直し、必要な技術基準を整備する事である。具体的には次のようなものがある。

- ① 検査標準、検査の手引を見直し、橋りょう本体のみでなく防護工や河床の状態も含めてより幅広く、より有効な検査が行われるようにする。
- ② 今回の提言に基づきあらためて警備運転規制の方法を見直し、より有効な災害防止に努める。
- ③ 河川の情報をより多く、より確実に把握するため河川管理者との情報交換の強化等に留意する。

第2には、このような新しく整備された体制により、より丹念で有効な検査観察を行い資料を収積する事である。又、そのために必要な教育指導等を徹底する事である。具体的には次のようなものがある。

- ① 橋りょう下部構造及び防護工並びに河床の状態の検査結果を河川ごとに集積し、河川の特性と橋りょう下部工の変状等との関連を把握する。
- ② 特に洪水時には水理量も含め監視観測を強化し、橋脚周辺の洗掘深の計測等有効な技術的知見を得るよう努める。
- ③ すでに提言され指導されている方針に基づき河川上流部よりの情報を有効に活用し、有効な警備及び運転規制を行い、結果を資料として整備する。

第3には、これらの検査、観測による資料を集積分析し常により有効な技術指針にフィードバックするよう努める事である。具体的にはこれらの資料により本研究で得られた洗掘深の推定、防護工の流失の予測、の方法等をより確実にしていく事である。

最後に本研究に際し終始懇切丁寧な御指導をいただいた京都大学中川教授、村本教授、金沢大学辻本助教授に深い感謝の意を表します。又、資料の収集等に御協力いただいた各位にもあわせて感謝の意を表する次第です。